

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

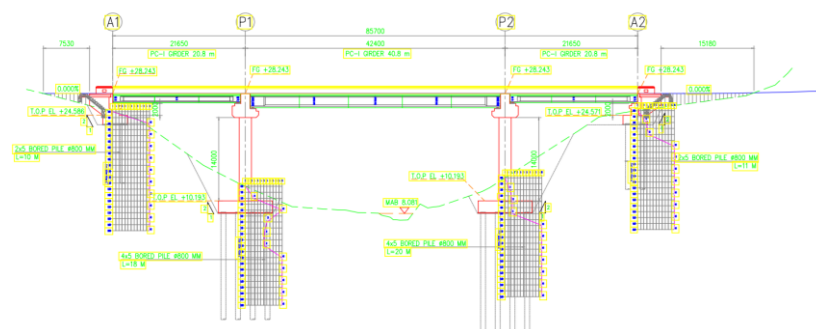
4.1 Pengumpulan Data

4.1.1 Data existing jembatan

Data *existing* jembatan $STA\ 14 + 633 - STA\ 14 + 750$ pada proyek pembangunan jalan dan jembatan lot 1b brumbun – pantai sine Kabupaten Tulungagung sebagai berikut

Tabel 4. 1 Data *existing* jembatan

Nama Jembatan	:	Jembatan $STA\ 14 + 633 - STA\ 14 + 750$ Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lot 1B Brumbun-P.Sine Kabupaten Tulungagung
Lokasi	:	Kec. Kalidawir Kab. Tulungagung Jawa Timur
Tipe Girder	:	PCI Girder 2 Pilar
Jumlah Span	:	$3(20.8 + 40.8 + 20.8)m$
Jarak antar girder	:	2.1 m
lebar jembatan	:	$11\ m^2$ 2 Lajur, $2 \times 3,5\ m$ tanpa median
Jumlah Girder	:	15 Batang
Panjang Jembatan	:	85.7 m
Jenis pondasi	:	Bore Pile



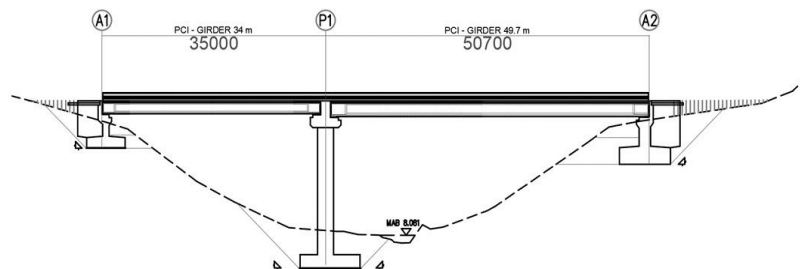
Gambar 4. 1 Desain *existing* Jembatan

4.1.2 Rencana Jembatan Baru

Pada perencanaan ulang jembatan $STA\ 14 + 633 - STA\ 14 + 750$ pada proyek pembangunan jalan dan jembatan lot 1B brumbun – pantai sine kabupaten tulungagung direncanakan sebagai berikut :

Tabel 4. 2 Data rencana jembatan

Nama Jembatan	:	Jembatan $STA\ 14 + 633 - STA\ 14 + 750$ Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lot 1B Brumbun-P.Sine Kabupaten Tulungagung
Lokasi	:	Kec. Kalidawir Kab. Tulungagung Jawa Timur
Tipe Girder	:	PCI Girder 1 Pilar
Jumlah Span	:	$2(34 + 49.7)m$
Jarak antar girder	:	1.85 m
lebar jembatan	:	9.4 m 2 Lajur, $2 \times 3,5\ m$ tanpa median
Jumlah Girder	:	10 Batang
Panjang Jembatan	:	85.7 m
Jenis pondasi	:	Pondasi tapak (dangkal)

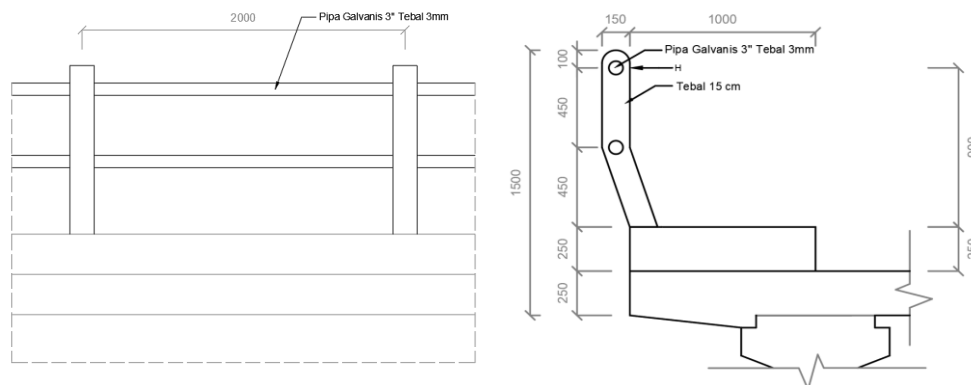


Gambar 4. 2 Desain rencana jembatan

4.2 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

4.2.1 Perencanaan Pipa Tiang Sandaran

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan pipa tiang sandaran sebagai berikut :



Gambar 4. 3 Rencana pipa tiang sandaran

Pipa tiang sandaran direncanakan menggunakan Pipa galvanis dengan diameter 3" (7.62 cm) dan tebal 3mm

A. Data teknis profil pipa tiang sandaran

Diameter luar	$D_o =$	7.62	cm
Tebal	$t =$	0.3	cm
Diameter dalam	$D_i = D_o - 2t =$	7.02	cm
Kualitas besi U- 42	$f_y =$	4200	kg/cm ²
Faktor keamanan	$f_s =$	2	
Tegangan izin	$\sigma_{izin} = \frac{f_y}{f_s} =$	2100	kg/cm ²
Panjang, 1	$L =$	2	m
Inersia	$I = \frac{\pi}{64} (D_o^4 - D_i^4) =$	46.262	cm ⁴
Jarak dari netral ke serat terluar	$y =$	3.81	cm
Momen tahanan	$W_x = \frac{I}{y} =$	12.142	cm ³
Berat jenis pipa	$BJ =$	6.72	kg/m

Pembebanan pada railing :

Berat sendiri profil	$q_V =$	6.72	kg/m
Beban muatan hidup	$q_H =$	100	kg/m
Resultan gaya	$R = \sqrt{1.2 (q_V^2) + 1.6 (q_H^2)} =$	126.705	kg/m
Momen di pipa sandaran	$M_u = \frac{1}{8} RL^2 =$	63.3526	kgm
	$M_u =$	6335.26	kgcm

Kontrol terhadap tegangan yang ada:

Terhadap momen

$$\sigma_u \leq \sigma_{izin}$$

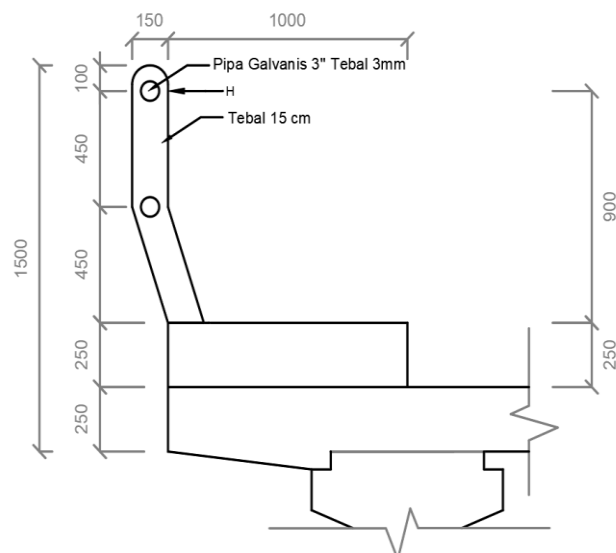
$$\frac{M_u}{W_x} \leq 2100$$

$$521.75 \leq 1850$$

OK

4.2.2 Perencanaan Tiang Sandaran

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan pipa tiang sandaran sebagai berikut :



Gambar 4. 4 Rencana tiang sandaran

1. Data struktur pada tiang sandaran

Jarak antar tiang sandaran

$$L = 2 \text{ m}$$

Dimensi tiang sandaran

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

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

Kualitas beton K- 350

$$f'_c = 0.83 * \frac{K}{10} = 29.05 \text{ MPa}$$

Kualitas besi U- 42

$$f_y = U * 10 = 420 \text{ MPa}$$

Ketebalan selimut untuk beton

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

Diameter kebutuhan tulangan utama	$\varphi_{tu} = 10 \text{ mm}$
Diameter kebutuhan tulangan sengkang	$\varphi_s = 6 \text{ mm}$
Faktor pengali	$\gamma = 1.6$

2. Analisa struktur tiang sandaran

Tiang sandaran sebagai struktur jembatan yang diperhitungkan mampu menahan beban horizontal sebesar 100 kg/m' dan mampu menahan railing sandaran, yang bekerja pada tinggi 90 cm diatas lantai trotoar (PPPJR 1987).

tinggi	$t = 0.9 \text{ m}$
Beban Horizontal	$H = 100 \text{ kg/m}$
Beban Horizontal Total	$WL = 200 \text{ kg}$
	$WL = 2000 \text{ N}$
Momen beban horizontal	$ML = WLt = 180 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Momen ultimit	$M_u = \gamma * ML = 288 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Pembesian Tiang sandaran

Momen nominal	$M_n = \frac{M_u}{0.8} = 360 \text{ kg}\cdot\text{m}$
Kualitas beton	$f'_c = 29.05 \text{ MPa}$
Kualitas besi	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Lebar	$h = 150 \text{ mm}$
Panjang	$b = 150 \text{ mm}$
selimut beton	$s = 30 \text{ mm}$
tebal efektif balok	$d = h - s - (0.5 * \varphi_{tu}) - \varphi_s = 109 \text{ mm}$
Faktor penyebaran tegangan beton,	$b_1 = 0.85$

Momen nomina lentur $pM_n = C_c * \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$$360 * 10^3 = 0.85 * f'_c * a * b * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$360 * 10^3 = 0.85 * 20.75 * a * 150 * \left(109 - \frac{a}{2}\right)$$

$$360 * 10^3 = 277950 * a - 1275 * a^2$$

$$1275 * a^2 - 277950 * a + 360 * 10^3 = 0$$

$$A_1 = 1.302 \text{ mm}$$

$$A_2 = 216.69 \text{ mm} \quad (\text{tidak digunakan karena melebihi tinggi efektif})$$

Keseimbangan Gaya

$$T_s = C_c$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * a * b$$

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

$$A_s = 11.4820125 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2Ø10

Luas tulangan pokok = 157 mm²

Kontrol luas tulangan terhadap penampang

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} < 0.75\rho_b$$

$$\rho = 0.000702264$$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{600}{600 + f_y} = 0.029395833$$

$$0.75\rho_b = 0.022046875 \quad (\text{OK})$$

Tulangan sengkang

$$S = \frac{A_s * f_y * d}{V_s}$$

Luas tulangan sengkang

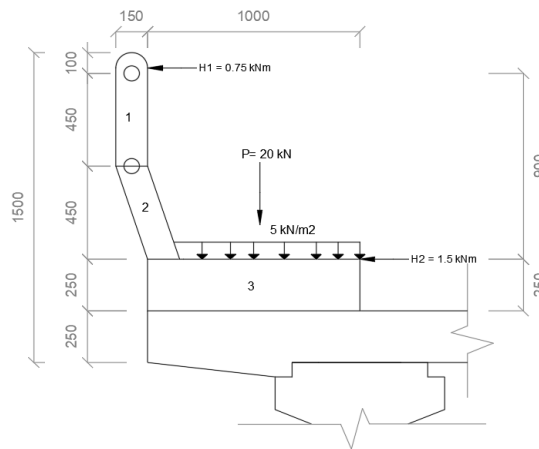
$$A_s = 28.26 \text{ Z}$$

$$S = 646.9 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang praktis Ø6-300 mm

4.2.3 Perencanaan Trotoar

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan trotoar sebagai berikut :



Gambar 4. 5 Rencana trotoar

Data struktur pada trotoar

Jarak antar railling

$$L = 2,00 \text{ m}$$

Beton bertulang berbobot

$$W_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

Lebar

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

Tebal

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

Kualitas

beton

K- 350

$$f'_c = 0.83 * \frac{K}{10} =$$

29.05 MPa

Kualitas besi

U- 42

$$f_y = U * 10 =$$

420 MPa

A. Analisa struktur pada trotoar

a) Berat sendiri trotoar untuk panjang $L = 2$

Tabel 4. 3 Perhitungan Berat Sendiri Trotoar

No	b	h	Shape	L	Berat	Lengan	Momen
	(m)	(m)		(m)	(kN)	(m)	(kNm)
1	0.15	0.55	1	0.15	0.309	1.075	0.33258
2	0.15	0.45	1	0.15	0.253	1	0.25313
3	1	0.25	1	2	12.500	0.5	6.25

4	Pipa galvanis dia 3 inc	0.0672	4	0.2688	1.075	0.28896
Total				13.331		7.12466
Berat trotoar per meter				PMS = 6.67	MMS =	3.56

b) Beban hidup terhadap bidang gambar dihitung per meter lebar dan tegak lurus

Tabel 4. 4 Beban pada trotoar

NO	Jenis Beban	Gaya	Lengan	Momen
		(kN)	(m)	kNm
1	Beban horizontal pada railing (H_1)	0.75	1.15	0.8625
2	Beban horizontal pada kerb (H_2)	1.5	0.25	0.375
3	Beban vertikal terpusat (P)	20	0.25	5
4	Beban vertikal merata = $q * b_2$	5	0.25	1.25
			MTP =	7.4875

c) Momen ultimit rencana slab trotoar

Koefisien ultimit karena beban mati trotoar $K_{MS} = 1.3$

Koefisien ultimit dari beban lalu lintas trotoar $K_{TP} = 2$

Momen yang disebabkan oleh beban mati trotoar : $M_{MS} = 3.56 \text{ kNm}$

Momen yang disebabkan oleh beban hidup trotoar : $M_{TP} = 7.4875 \text{ kNm}$

Momen batas rencana pelat trotoar : $M_u = M_S * M_{MS} + K_{TP} * M_{TP}$
 $M_u = 19.61 \text{ kNm}$

Pembesian Trotoar

Beton dengan kualitas K-350, $f'_c = 29.05 \text{ MPa}$

Kualitas besi : U-42, $f_y = 420 \text{ MPa}$

Ketebalan slab beton, $h = 250 \text{ mm}$

Selimut efektif, $d' = 30 \text{ mm}$

Es (modulus elastisitas besi) $E_s = 200000$

Koefisien pola distribusi tekanan pada beton, $\beta_1 = 0.85$

$$p_b = b_1 * 0.85 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.029395833$$

$$R_{maks} = 0.75 * p_b * f_y * \left(1 - 0.5 * 0.75 * \left(p_b * \frac{f_y}{0.85 * f'_c} \right) \right) = 7.5235$$

Koefisien pengurang daya lentur, $\phi = 0.8$

Koefisien pengurang daya geser, $\phi = 0.6$

Momen maksimum direncanakan, $M_u = 19.61 \text{ kNm}$

Tebal efektif selimut, $d = 220 \text{ mm}$

Analisis pelat beton selebar 1 m $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana $M_n = 24.51 \text{ kNm}$

Faktor tahanan momen, $R_n = \frac{M_n * 10^6}{b * d^2} = 0.506354107$

$R_n < R_{\max} \text{ (OK)}$

Perbandingan tulangan pakai :

$$\rho = \left(\frac{0.85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right] \right) = 0.001218226$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 0.25 * \frac{1.4}{f_y} = 0.000833333$$

Perbandingan tulangan dipakai, $\rho = 0.001218226$

Area pembesian yang digunakan, $A_s = \rho * b * d = 268.0098296 \text{ mm}^2$

Diameter pembesian yang dipakai, D-13 mm

Spasi pembesian yang digunakan,

$$s = \left(\frac{\pi}{4} \right) \left(\frac{D^2 * b}{A_s} \right) = 495.0005013 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, D13 - 300 mm

$$A_s = \left(\frac{\pi}{4} \right) \left(D^2 * \frac{b}{s} \right) = 442.2166667 \text{ mm}^2$$

Pada tulangan longitudinal diambil 50%

$$A'_s = 50\% \times A_s = 134.0049148 \text{ mm}^2$$

Diameter pembesian yang dipakai, D-10 mm

Spasi pembesian yang digunakan,

$$s = \left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{D^2 * b}{A_s}\right) = 585.7994098 \text{ mm}$$

Tulangan yang digunakan D10-300 mm

$$A_s = \frac{\pi}{4} * \frac{D^2 * b}{s} = 261.6666667 \text{ mm}^2$$

4.2.4 Pelat Lantai Jembatan

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan pelat lantai jembatan sebagai berikut :

A. Data pelat lantai jembatan

Tebal lantai jembatan	$t_s = 0.25 \text{ m}$
Tebal lapisan aspal	$t_a = 0.05 \text{ m}$
Ketebalan genangan air hujan	$t_h = 0.05 \text{ m}$
Spasi antar balok girder	$s = 1.85 \text{ m}$
Dimensi lajur lalu lintas	$b_1 = 7.00 \text{ m}$
Lebar trotoar	$b_2 = 1.20 \text{ m}$
Dimensi lebar jembatan	$b = 9.40 \text{ m}$
Panjang span	$L = 35.00 \text{ m}$

a) Bahan Struktur

Kualitas Beton K - 350 = $f'_c = 29.05 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas

$$E_c = (4700 * \sqrt{f'_c}) = (4700 * \sqrt{29.05}) = 25332 \text{ MPa}$$

Nilai poisson $\nu = 0.20$

Rasio kekakuan geser $G = \left(\frac{E_c}{2(1+\nu)}\right) = \left(\frac{25332}{2(1+0.20)}\right) = 10555 \text{ MPa}$

Faktor muai panjang pada beton $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}$

Besi tulangan sirip BjTS 420B U- 42

$$f_y = (U * 10) = 420 \text{ MPa}$$

Berat jenis

Beton tulangan $W_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Beton tanpa tulangan $W'_c = 24.00 \text{ kN/m}^3$

<i>Asphalt</i>	$W_a = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Air	$W_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$
Besi	$W_s = 77.00 \text{ kN/m}^3$

B. Analisa beban pada pelat lantai jembatan

a) Berat Sendiri (MS)

Koefisien beban maksimum :	$K_{MS} = 1.30$
Lebar pelat lantai jembatan selebar	$b = 1.00 \text{ m}$
Pelat lantai setebal	$h = t_s = 0.25 \text{ m}$
Berat jenis beton bertulang	$W_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$

$$Q_{MS} = (b * h * W_c) = 6.25 \text{ kN/m}$$

b) Beban Mati Tambahan (MA)

Koefisien beban maksimum :	KMA = 2.00
----------------------------	------------

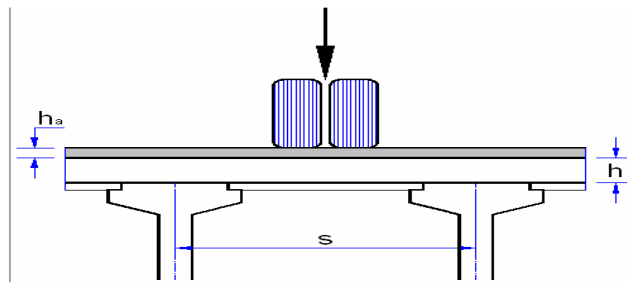
Tabel 4. 5 Perhitungan Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

No	JENIS	TEBAL	BERAT	BEBAN
		(m)	(kN/m ³)	kN/m
1.	Lapisan aspal	0.05	22.00	1.10
2.	Air hujan	0.05	9.80	0.49
				1.59

c) Beban Truk “T” (TT)

Koefisien beban maximum :	KTT = 2.00
Beban roda ganda truk (beban T), yang merupakan beban hidup pada lantai jembatan adalah sebesar,	$T = 112.5 \text{ kN}$
Batas Layan maximum memiliki faktor beban,	$y_U = 1.8$
Untuk pembebanan koefisien beban dinamis truk dipakai,	$DLA = 0.30$

$$P_{TT} = (T * (1 + DLA) * y_U) = 263.25 \text{ kN}$$



Gambar 4. 6 Beban *Truck* Pada Pelat Lantai

d) Beban Angin (EW)

Faktor beban maximum :

$$EW = 1.46 \text{ kN/m}$$

Beban angin kendaraan disesuaikan dengan ketentuan standar tegak lurus yang mengarah menuju muatan kendaraan, yang terletak 1800 mm dari suatu bidang perkerasan jalan.

Adapun tekanan angin diterapkan berdasarkan standar beban yang merata dengan besar nilai 1,46 kN/m

CW = Koefisien Seret

$$CW = 1.2$$

LT1 = Lebar tangkapan angin gandar depan

$$L_1 = 4 \text{ m}$$

LT2 = Lebar tangkapan angin gandar tengah

$$L_2 = 4.5 \text{ m}$$

LT3 = Lebar tangkapan angin gandar belakang

$$L_3 = 4 \text{ m}$$

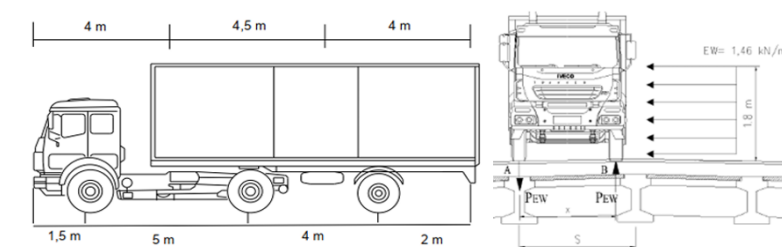
$$TEW = EW * L_T = 6.57 \text{ kN/m}$$

$$TEW = 6.57 \text{ kN/m}$$

$$TEW_1 = 5.84 \text{ kN/m}$$

$$TEW_2 = 6.57 \text{ kN/m}$$

$$TEW_3 = 5.84 \text{ kN/m}$$



Gambar 4. 7 Beban Angin Pada Kendaraan

Bidang yang ditiup angin menggunakan arah vertikal sisi pada bidang kendaraan yaitu setinggi 2 meter.

Tinggi efektif kendaraan, $h = 1.80 \text{ m}$

Jarak diantara kedua buah roda kendaraan, $x = 1.75 \text{ m}$

Rumus transter bobot dari angin ke bidang lantai jembatan,

$$PEW = \frac{h}{x} * TEW$$

$$PEW = 6.76 \text{ kN}$$

e) Pengaruh Temperatur

Untuk menganalisis efek temperatur terhadap tegangan dan deformasi pada lantai jembatan, digunakan pendekatan yang mempertimbangkan variasi suhu. Besarnya perubahan temperatur ditentukan sebagai separuh dari perbedaan antara suhu maksimum dan minimum rata-rata, sehingga kondisi termal yang dialami struktur dapat tergambarkan dengan lebih realistis. Pendekatan ini memungkinkan perhitungan tegangan termal dan regangan pada beton lantai jembatan dilakukan dengan lebih akurat.

Faktor beban maximum, $K_{ET} = 1.2$

Suhu maksimal rerata, $T_{max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Suhu minimal rerata, $T_{min} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Suhu pada pelat jembatan, $\Delta T = \frac{T_{max} - T_{min}}{2} = 12.5 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Koefisien muai panjang (beton), $\alpha = 0.00001 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Modulus elastisitas (beton), $E_c = 25332.1 \text{ kPa}$

f) Beban Terpusat Barrier dan trotoar (Wbr)

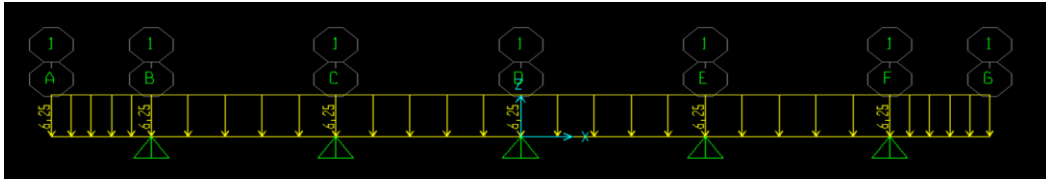
Berasal dari beban tiang sandaran dan trotar

$$W_{br} = 13.33 \text{ kN}$$

C. Momen pada pelat lantai jembatan

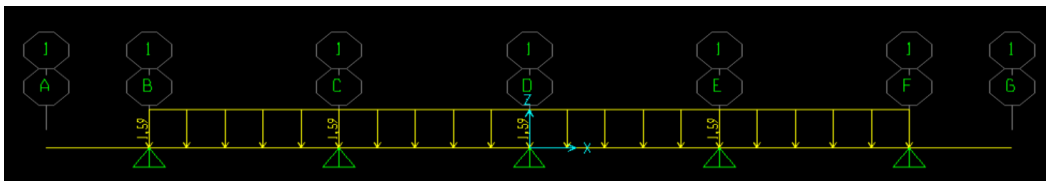
Proses pemberian beban pada pelat jembatan dilakukan dengan tujuan memperoleh nilai momen maksimum pada sistem pelat menerus, seperti yang ditunjukkan pada ilustrasi berikut.

$$Q_{MS} = 6.25 \text{ kN/m}$$



Gambar 4. 8 Gaya yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban mati sendiri

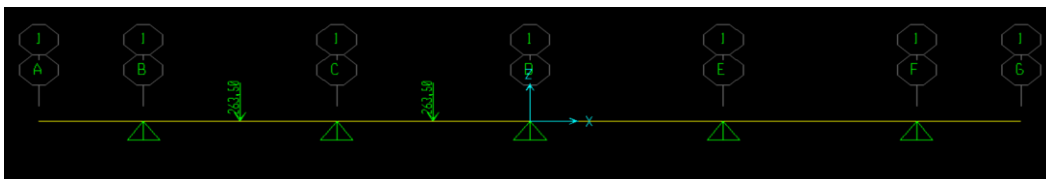
$$Q_{MA} = 1.59 \text{ kN/m}$$



Gambar 4. 9 Gaya yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban mati tambahan

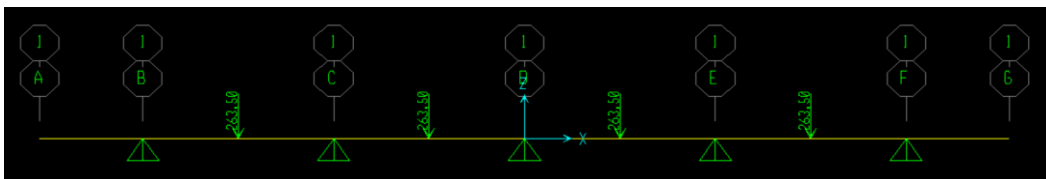
$$P_{TT} = 263.25 \text{ kN}$$

Kondisi satu



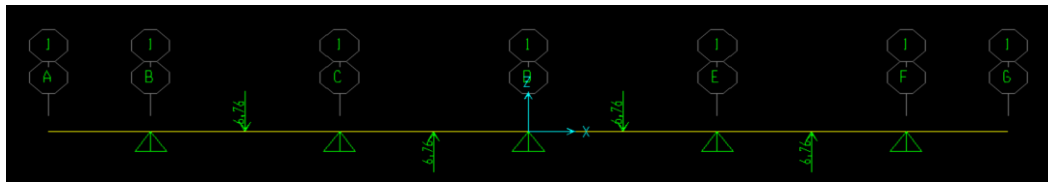
Gambar 4. 10 Gaya yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban truck di kondisi satu

Kondisi dua



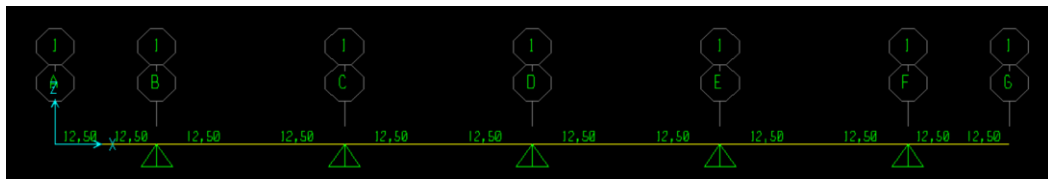
Gambar 4. 11 Gaya yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban truck kondisi dua

$$P_{EW} = 6.76 \text{ kN}$$



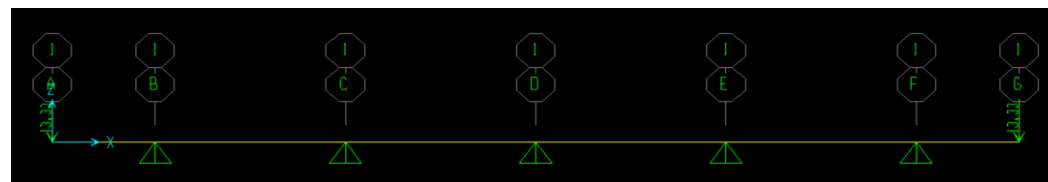
Gambar 4. 12 Gaya yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban angin

$$\Delta T = 12.50 \text{ } ^\circ\text{C}$$



Gambar 4. 13 Gaya yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena pengaruh temperatur

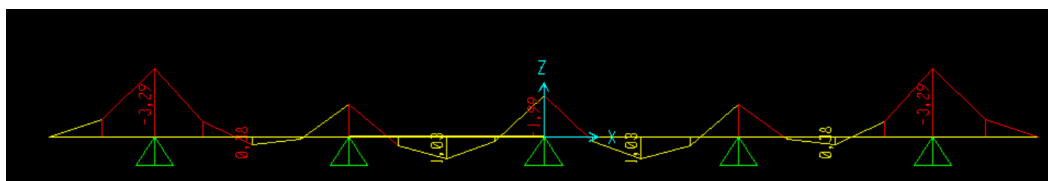
$$P_{br} = 13.33 \text{ kN}$$



Gambar 4. 14 Gaya yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban barrier

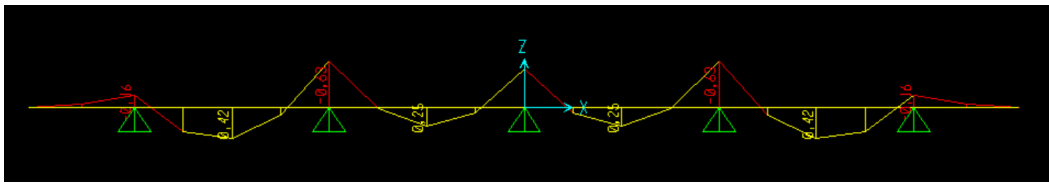
Selanjutnya Dilakukan pembebanan menggunakan SAP 2000 untuk mendapatkan nilai momen ultimit

Gambar Momen Karena Beban Sendiri



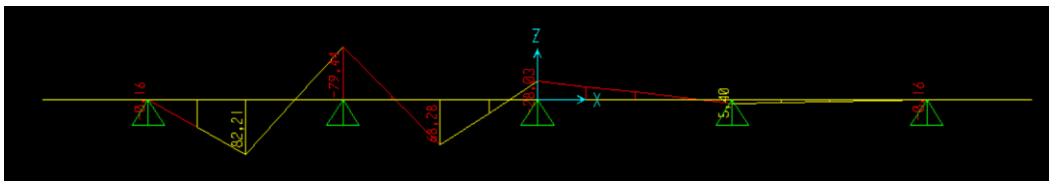
Gambar 4. 15 Momen yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban mati sendiri

Gambar Momen Karena beban mati tambahan



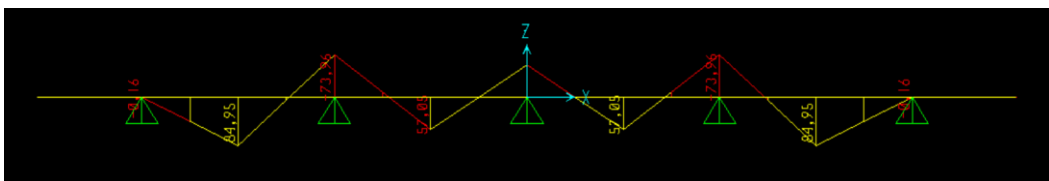
Gambar 4. 16 Momen yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban mati tambahan

Gambar Momen karena Beban Truk Kondisi 1



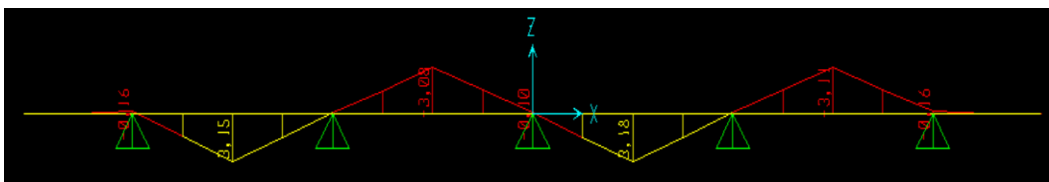
Gambar 4. 17 Momen yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban Truk kondisi 1

Gambar Momen Karena Beban Truk Kondisi 2



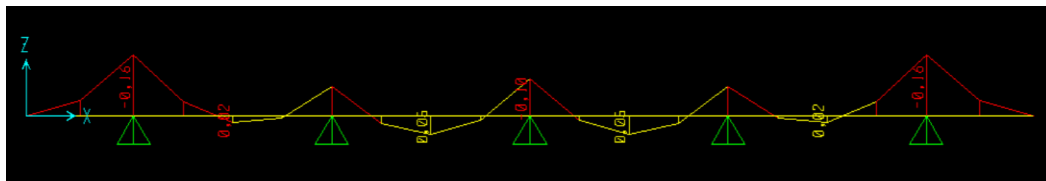
Gambar 4. 18 Momen yang bekerja pada pelat lantai jembatan karena beban Truk kondisi 2

Gambar Momen Karena Beban Angin



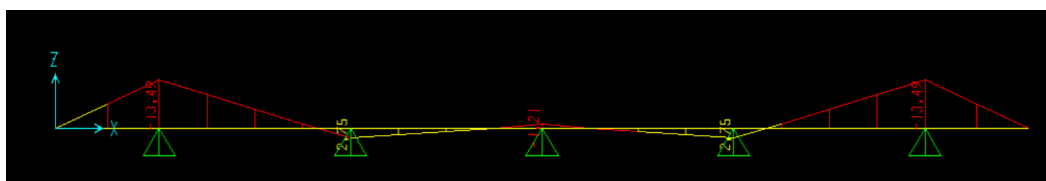
Gambar 4. 19 Momen pada pelat lantai jembatan karena beban angin

Gambar Momen karena Pengaruh temperatur



Gambar 4. 20 Momen pada pelat lantai jembatan karena pengaruh temperatur

Gambar Momen karena Beban Terpusat Barrier



Gambar 4. 21 Momen pada pelat lantai jembatan karena beban barrier

Momen yang dikarenakan berat sendiri (MS)					kNm
Tumpuan			$M_{MS} =$	3.290	
Lapangan			$M_{MS} =$	1.030	
Momen karena beban mati tambahan (MA)					
Tumpuan			$M_{MA} =$	0.630	
Lapangan			$M_{MA} =$	0.420	
Momen dari beban truk (TT)					
Tumpuan			$M_{TT} =$	79.40	
Lapangan			$M_{TT} =$	84.95	
Momen dari beban angin (EW)					
Tumpuan			$M_{EW} =$	3.110	
Lapangan			$M_{EW} =$	3.180	
Momen karena efek temperatur (ΔT)					
Tumpuan			$M_{\Delta T} =$	0.160	
Lapangan			$M_{\Delta T} =$	0.060	
Momen dari beban terpusat Barrier (Pbr)					
Tumpuan			$M_{br} =$	13.490	
Lapangan			$M_{br} =$	2.750	

a) Momen pelat lantai

Tabel 4. 6 Rekap Momen Pelat Lantai

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	K _{MS}	3.290	1.030
2	Beban mati tambahan	K _{MA}	14.120	0.420
3	Beban truk "T"	K _{TT}	79.400	84.950
4	Beban angin	K _{EW}	3.110	3.180
5	Pengaruh temperatur	K _{ET}	0.160	0.060
5	Beban Terpusat Barrier	K _{br}	13.490	2.750

b) Kombinasi Beban-Layan 1

Tabel 4. 7 Kombinasi Layan 1 Pada Pelat Lantai

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.00	3.290	1.030	3.290	1.030
2	Beban mati tambahan	1.00	14.120	0.420	14.120	0.420
3	Beban truk "T"	1.00	79.400	84.950	79.400	84.950
4	Beban angin	0.30	3.110	3.180	0.933	0.954
5	Pengaruh temperatur	1.00	0.160	0.060	0.160	0.060
6	Beban Barrier	1.00	13.490	2.750	13.490	2.750
Total momen ultimit pelat, M _u =					111.393	90.164

c) Kombinasi Beban-Layan 2

Tabel 4. 8 Kombinasi Layan 2 Pada Pelat Lantai

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.00	3.290	1.030	3.290	1.030
2	Beban mati tambahan	1.00	14.120	0.420	14.120	0.420
3	Beban truk "T"	0.80	79.400	84.950	63.520	67.960
4	Beban angin	0.00	3.110	3.180	0.000	0.000
5	Pengaruh temperatur	1.00	0.160	0.060	0.160	0.060
6	Beban Barrier	1.00	13.490	2.750	13.490	2.750
Total momen ultimit pelat, M _u =					69.410	0.000

d) Kombinasi Beban Kuat 1

Tabel 4. 9 Kombinasi Kuat 1 Pada Pelat Lantai

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	3.290	1.030	4.277	1.339
2	Beban mati tambahan	2.00	14.120	0.420	28.240	0.840
3	Beban truk "T"	1.80	79.400	84.950	142.920	152.910
4	Beban angin	0.00	3.110	3.180	0.000	0.000
5	Pengaruh temperatur	0.50	0.160	0.060	0.080	0.030
6	Beban Barrier	2.00	13.490	2.750	26.980	5.500
Total momen ultimit pelat, M _u =					175.437	155.089

e) Kombinasi Beban-Kuat 2

Tabel 4. 10 Kombinasi Kuat 2 Pada Pelat Lantai

No.	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	3.290	1.030	4.277	1.339
2	Beban mati tambahan	2.00	14.120	0.420	28.240	0.840
3	Beban truk "T"	1.40	79.400	84.950	111.160	118.930
4	Beban angin	0.00	3.110	3.180	0.000	0.000
5	Pengaruh temperatur	0.50	0.160	0.060	0.080	0.030
6	Beban Barrier	2.00	13.490	2.750	26.980	5.500
Total momen ultimit pelat, M _u =					170.737	126.639

D. Pembesian pelat lantai jembatan

a) Tulangan lentur negatif

Nilai momen ultimit yang direncanakan, = 175.437 kNm

Kualitas beton: → $f'_c = 29.05$ MPa

Kualitas besi : → $f_y = 420$ MPa

Tebal pelat beton, $h = 250$ mm

Tebal selimut beton hingga ke tulangan, $d' = 30$ mm

Modulus elastisitas besi, $E_s = 0.000021$

Faktor distribusi tegangan beton, $b_1 = 0.85$

$$p_b = b_1 * 0.85 * \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) * \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.029396$$

$$R_{maks} = 0.75 * p_b * f_y * \left(1 - 0.5 * 0.75 * \left(p_b * \frac{f_y}{0.85 * f'_c} \right) \right) = 7.5235$$

Koefisien ϕ pada kekuatan lentur, = 0.80

Nilai momen ultimit yang direncanakan, = 175.437 kNm

Ketebalan aktual dari pelat jembatan, $d = h - d' = 220 \text{ mm}$

Pelat lantai dianalisis pada lebar, $b = 1000 \text{ mm}$

Besaran momen nominal direncanakan,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 219.296 \text{ kNm}$$

Koefisien kekuatan momen,

$$R_n = \frac{M_n * 10^6}{b * d^2} = 4.53091$$

$$R_n < R_{maks} \text{ (OK)}$$

Perbandingan tulangan butuh,

$$\rho = \left(0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right] \right) = 0.01202$$

Perbandingan tulangan minimal,

$$\rho_{minimum} = \left(\frac{1.4}{f_y} \right) = 0.00333$$

Perbandingan tulangan yang dipakai, $\rho = 0.01202$

Area pembesian dipakai, $A_s = \rho * b * d = 2643 \text{ mm}^2$

Diameter pembesian dipakai, D-19

Spasi pembesian yang dipakai,

$$s = \left(\frac{\pi}{4} \right) \left(\frac{D^2 * b}{A_s} \right) = 107.30$$

Dipakai pembesian, D 19 – 100

$$A_s = \left(\frac{\pi}{4} \right) \left(\frac{D^2 * b}{s} \right) = 2836 \text{ mm}^2$$

Pembesian bagi diambil 20-50 % x tulangan pokok,

$$A_s' = 50 \% * A_s = 1322 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan, D-19

Spasi pembesian yang dipakai,

$$s = \left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{D^2 * b}{A_s}\right) = 214.59$$

Digunakan tulangan, D 19 - 200

$$A_s = \left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{D^2 * b}{s}\right) = 1418 \text{ mm}^2$$

b) Tulangan lentur positif

Nilai momen ultimit yang direncanakan, = 155.089 kNm

Kualitas beton : → $f_c' = 29.05 \text{ MPa}$

Kualitas besi : → $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tebal pelat beton, $h = 250 \text{ mm}$

Tebal selimut beton hingga ke tulangan, $d' = 30 \text{ mm}$

Modulus elastisitas besi, $E_s = 200000$

Koefisien sebaran tegangan pada beton, $b_1 = 0.85$

$$\rho_b = b_1 * 0.85 \frac{f_c'}{f_y} * \frac{600}{600 + f_y} = 0.029396$$

$$R_{maks} = 0.75 \times \rho_b \times f_y \left[1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \frac{\rho_b f_y}{0.85 f_c'} \right] = 7.523496094$$

Koefisien reduksi kapasitas lentur, $\Phi = 0.80$

Nilai momen ultimit yang direncanakan, = 155.089 kNm

Ketebalan aktual dari pelat jembatan, $d = h - d' = 220 \text{ mm}$

Pelat lantai dianalisis pada lebar 1 m, $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = 193.861 \text{ kNm}$$

Koefisien kekuatan momen,

$$R_n = M_n * \left(\frac{10^6}{b * d^2} \right) = 4.00540$$

$R_n < R_{maks}$ (OK)

Perbandingan tulangan pakai,

$$\rho = \left(0.85 * \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f_c'}} \right] \right) = 0.01047$$

Perbandingan pembesian minimal, $\rho_{min} = (1,4/f_y) = 0.00333$
 Perbandingan pembesian dipakai, $\rho = 0.01047$
 Area pembesian perlu, $A_s = \rho * b * d = 2303 \text{ mm}^2$
 Digunakan tulangan, D-19
 Spasi pembesian yang dipakai,

$$s = \left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{D^2 * b}{A_s}\right) = 123.15$$

Digunakan tulangan, D 19 - 100

$$A_s = \left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{D^2 * b}{s}\right) = 2836 \text{ mm}^2$$

Tulangan bagi diambil 20-50 % x tulangan utama

$$A_s' = 50 \% * A_s = 1152 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan, D - 19

Spasi pembesian dipakai,

$$s = \left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{D^2 * b}{A_s}\right) = 246.31$$

Pembesian dipakai D 19 - 200

$$A_s = \left(\frac{\pi}{4}\right) \left(\frac{D^2 * b}{s}\right) = 1418 \text{ mm}^2$$

E. Kontrol lendutan pelat lantai jembatan

Kualitas beton : $\rightarrow f_c' = 29.05 \text{ MPa}$

Kualitas besi : $\rightarrow f_y = 420 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton,

$$E_c = (4700 * \sqrt{f_c'}) = 25,332.08 \text{ MPa}$$

Modulus elastisitas besi, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Tebal pelat jembatan , $h = 250 \text{ mm}$

Tebal selimut beton hingga ke tulangan, $d' = 30 \text{ mm}$

Ketebalan aktual dari pelat jembatan, $d = 220 \text{ mm}$

Luas pembesian pokok, $A_s = 2836 \text{ mm}^2$

Panjang bentang pelat lantai jembatan, $L_x = 1850 \text{ mm}$

Analisis struktur pelat ditinjau pada bagian dengan lebar 1 m

Beban terpusat,

$$P = T_{TT} = 263 \text{ kN}$$

Beban merata,

$$Q = Q_{MS} + Q_{MA} = 7.84 \text{ kN/m}$$

Lendutan total yang terjadi (δ_{tot}) haru $< Lx/240$, 7.71 mm

Inertia bruto penampang pelat, $I_g = 1/12 * b * h^3 = 1302083333 \text{ mm}^4$

Modulus ketuntahan lentur beton, $f_r = 0,7 * \sqrt{f_c'} = 3.7729 \text{ MPa}$

Rasio modulus elastisitas, $n = E_s / E_c = 7.90$

$$n * A_s = 22,393.55 \text{ mm}^2$$

Letak titik netral diukur dari tepi atas beton, $c = n * A_s / b = 22.394 \text{ mm}$

Nilai inersia penampang retak dalam bentuk transformasi beton dinilai sebagai berikut:

$$I_{cr} = \left(\frac{1}{3} * b * c^3 \right) + (n * A_s * (d - c)^2) = 878173624 \text{ mm}^4$$

$$Y_t = \frac{h}{2} = 125 \text{ mm}$$

Momen retakan,

$$M_{cr} = f_r * \frac{I_g}{Y_t} = 39300662.85 \text{ Nmm}$$

Momen maksimum karena beban (tanpa faktor beban) :

$$M_a = \left(\frac{1}{8} * Q * Lx^2 \right) + \left(\frac{1}{4} * P * Lx \right) = 125.107 \text{ kNm}$$

$$M_a = 125107175 \text{ Nmm}$$

Inersia aktual untuk perhitungan lendutan,

$$I_e = \left(\left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g \right) + [1 - (M_{cr} / M_a)^3] * I_{cr} = 891314561 \text{ mm}^4$$

$$Q = 7.84 \text{ N/mm}$$

$$P = 263250 \text{ N}$$

Lendutan elastis seketika karena beban mati dan beban hidup

$$\delta_e = \left(\frac{5}{384} * Q * \frac{Lx^4}{E_c * I_e} \right) + \left(\frac{1}{48} * P * \frac{Lx^3}{E_c * I_e} \right) = 1.591 \text{ mm}$$

Perbandingan tulangan pelat lantai jembatan :

$$\rho = A_s / (b * d) = 0.0129$$

Koefisien ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka waktu > 5 tahun),

$$\text{berupa : } \zeta = 2.00$$

$$l = \frac{\zeta}{1 + 50 * \rho} = 1.2161$$

Lendutan jangka panjang karena rangkai dan susu :

$$\delta g = \left(l * \frac{5}{384} * Q * \frac{Lx^4}{Ec * Ie} \right) = 0.064 \text{ mm}$$

Lendutan total padan pelat lantai jembatan

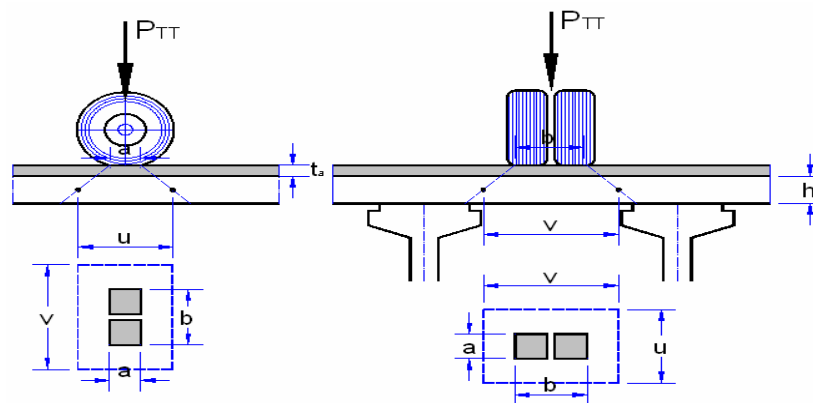
$$\delta \text{ tot} = (\delta e + \delta g) = 1.655 \text{ mm}$$

Lendutan yang diizinkan = $Lx / 240 = 7.708 \text{ mm}$

$$\delta \text{ tot} < Lx/240 \quad (\text{aman})$$

F. Kontrol tegangan geser pons

Tegangan geser pons yang bekerja bisa dilihat di gambar berikut :



Gambar 4. 22 Tegangan Geser Pons

Kualitas beton : $K - 350 = f_c' = 29.05 \text{ MPa}$

Nilai kuat geser pons sesuai ketentuan, $f_v = 0.3 * \sqrt{f_c'} = 1.617 \text{ MPa}$

Koefisien reduksi kekuatan geser, $f = 0.60$

Beban dari roda truk ke pelat lantai jembatan $PTT = 263250$

N

Tebal pelat lantai jembatan $h = 0.25 \text{ m}$

Lebar bidang kontak roda truk $a = 0.30 \text{ m}$

Panjang bidang kontak roda truk $b = 0.50 \text{ m}$

Tebal lapisan aspal + overlay $ta = 0.05 \text{ m}$

$$u = a + 2 * ta + h = 650 \text{ mm}$$

$$v = b + 2 * t_a + h = 850 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal aktual pelat} \quad d = 220 \text{ mm}$$

Luas bidang geser

$$A_v = 2 * (u * v) * d = 660000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser pons nominal} \quad P_n = A_v * f_v = 1067181 \text{ N}$$

$$f * P_n = 640309 \text{ N}$$

$$\text{Koefisien beban maksimum} \quad K_{TT} = 2.00$$

Pembebanan maksimum roda truk ke pelat lantai

$$P_u = (K_{TT} * P_{TT}) = 526500 \text{ N}$$

$$P_u < f * P_n$$

(Aman)

4.2.5 Perencanaan Girder Bentang 34 m

Pada tugas akhir ini direncanakan girder dengan bentang 34 m dengan tinggi girder 1,7 m

1. Data Jembatan

Tabel 4. 11 Data Jembatan Bentang 34m

	Satuan	Ukuran (m)
Panjang balok prategang	L	34.00
Jarak antar balok	s	1.85
Tebal pelat jembatan	h_0	0.25
Tebal aspal	h_a	0.05
Genangan air hujan	t_h	0.05

2. Specific Gravity

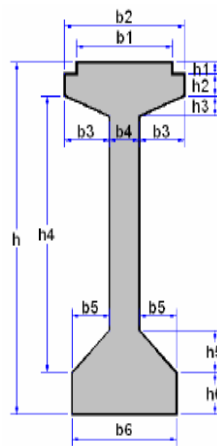
Tabel 4. 12 Spesifik Gravity

Uraian	Notasi	Berat (kN/m ³)
Beton prategang	W_c	25.50
Beton bertulang	W_c'	25.00
Beton	W_c''	24.00
Aspal	W_{aspal}	22.00
Air hujan	W_{air}	9.80

3. Data Balok Prategang

Tabel 4. 13 Data Balok Prategang Bentang 34m

Kode	Ukuran (m)	Kode	Ukuran (m)
b ₁	0.61	h ₁	0.07
b ₂	0.80	h ₂	0.13
b ₃	0.30	h ₃	0.12
b ₄	0.20	h ₄	1.25
b ₅	0.25	h ₅	0.25
b ₆	0.70	h ₆	0.25
	h	1.700	m



Gambar 4. 23 Profil Pci Girder 1,7 m

4. Girder Beton Prategang

Kualitas beton girder pratarik K-500 = $f_c' = 41.50 \text{ MPa}$

Kekuatan tekan beton pada transfer $= f_c' = 0,8 * f_c = 33.20 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton $E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} = 30277.63201 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton transfer $E_c = 4700 * \sqrt{f_{ct}'} = 27081.13735 \text{ MPa}$

Angka Poisson $\nu = 0.15$

Modulus geser $G = E_c / [2 * (1 + \nu)] = 13164$

Koefisien muai panjang untuk beton $\alpha = 0.00001$

Kekuatan tekan beton pada kondisi awal (transfer)

$$f_{ci}' = (0,80 * f_c') = 33.20 \text{ MPa}$$

Tegangan izin beton saat penarikan

$$\text{izin tekan} \quad 0,6 * f_{ci}' = 19.92 \text{ MPa}$$

$$\text{izin tarik} \quad 0,5 * \sqrt{f_{ci}'} = 2.88 \text{ MPa}$$

Tegangan izin beton pada keadaan akhir

$$\text{izin tekan} \quad 0,45 * f_{ci}' = 14.94 \text{ MPa}$$

$$\text{izin tarik} \quad 0,55 * \sqrt{f_{ci}'} = 3.17 \text{ MPa}$$

5. Beton Pelat Lantai Jembatan

$$\text{Kualitas Beton} \quad K - 350 = 29.05 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastik} \quad E_c = 4700 * \sqrt{f_{ci}'} = 25332.08 \text{ Mpa}$$

6. Data Strands Cable - Standar Vsl

Tabel 4. 14 Data Strands Cable Bentang 34m

DATA STRANDS CABLE - STANDAR VSL				
Jenis strands		<i>Uncoate 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270</i>		
Tegangan leleh strand	$f_{py} =$	1674	MPa	
Kuat tarik strand	$f_{pu} =$	1860	MPa	
Diameter nominal strand		12.7	mm	(=0,5")
Luas tampang nominal satu strand	$A_{st} =$	98.7	mm ²	
Beban putus minimal satu strand	$P_{bs} =$	183.7	kN	(100% UTS)
Jumlah kawat untaian (strands cable)		19	kawat untaian / tendon	
Diameter selubung ideal		84	mm	
Luas tampang strands		1875.3	mm ²	
Beban putus satu tendon	$P_{b1} =$	3490.3	kN	(100% UTS)
Modulus elastis strands	$E_s =$	193000	MPa	
Tipe dongkrak		VSL-19		

7. Besi Tulangan

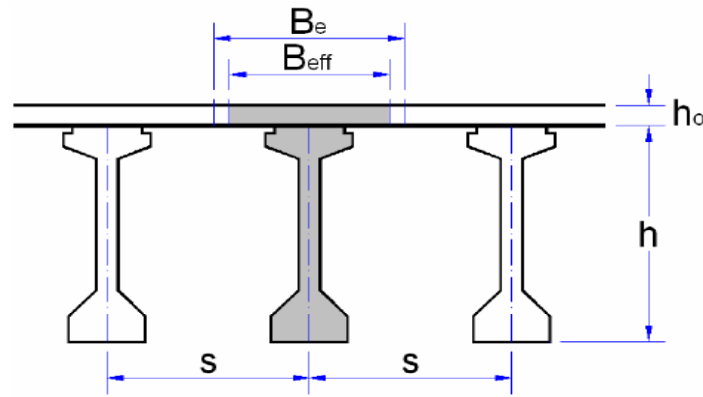
$$\text{Untuk tulangan dengan } D > 13 \text{ mm} \quad U - 39$$

$$\text{Tegangan leleh besi} \quad f_y = U * 10 = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Untuk tulangan dengan } D < 13 \text{ mm} \quad U - 24$$

$$\text{Tegangan leleh besi} \quad f_y = U * 10 = 240 \text{ Mpa}$$

8. Penentuan Lebar Aktual Tulangan



Gambar 4. 24 Lebar aktual tulangan girder bentang 34m

Lebar aktual (B_e) diambil nilai terkecil dari :

$$L/4 = 8.50 \text{ m}$$

$$s = 1.85 \text{ m}$$

$$12 \cdot h_0 = 3.00 \text{ m}$$

Diambil lebar efektif pelat lantai, $B_e = 1.85 \text{ m}$

Kuat tekan beton pelat lantai

$$f'_c (\text{pelat}) = 0,83 \cdot K (\text{pelat}) / 10 = 29.05 \text{ MPa}$$

Kuat tekan beton girder prategang

$$f'_c (\text{balok}) = 0,83 \cdot K (\text{balok}) / 10 = 41.50 \text{ MPa}$$

Modulus elastik pelat beton

$$E_{\text{pelat}} = 4700 \cdot \sqrt{f'_c (\text{pelat})} = 25332.0844 \text{ MPa}$$

Modulus elastisitas girder balok prategang,

$$E (\text{balok}) = \left(0.043 \cdot (w_c) 1.5 \cdot \sqrt{f'_c (\text{balok})} \right) = 35669.97251 \text{ MPa}$$

Nilai perbandingan modulus elastik pelat dan balok

$$n = E_{\text{pelat}} / E_{\text{balok}} = 0.710$$

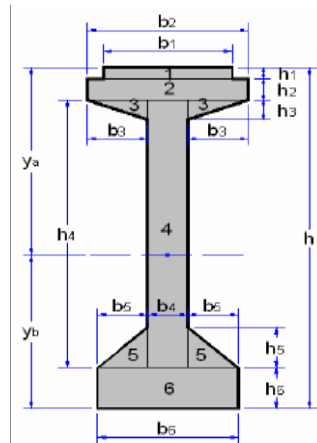
Jadi lebar pengganti beton pelat lantai jembatan

$$B_{\text{eff}} = n \cdot B_e = 1.314 \text{ m}$$

Perbandingan tulangan lentur, ρ , ditentukan berdasarkan perbandingan antara kuat tekan beton (f'_c) dan kuat leleh besi (f_y), dengan mempertimbangkan efek reduksi momen nominal (R_n). Perhitungan ini melibatkan faktor pengali 0,85 untuk beton dan pengurangan yang dikoreksi

oleh akar kuadrat dari sisa kapasitas beton, sehingga menghasilkan nilai perbandingan tulangan yang aman untuk desain struktur beton bertulang.

Section Properties Girder Prategang



Gambar 4. 25 Section properties Girder Prategang 1,7 m

Tabel 4. 15 Section properties Girder Bentang 34m

No	Dimensi		Luas	Jarak thd	Statis	Inertia	Inersia
	Lebar	Tinggi	Tampang	Alas	Momen	Momen	Momen
	(b)	(h)	(A)	y	A * y	A * y ²	Io
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
1	0.61	0.07	0.0427	1.665	0.0711	0.1183	0.00002
2	0.80	0.13	0.1040	1.565	0.1627	0.2547	0.00015
3	0.30	0.12	0.0360	1.460	0.0525	0.0767	0.00003
4	0.20	1.25	0.2500	0.875	0.2187	0.1914	0.03255
5	0.25	0.25	0.0625	0.333	0.0208	0.0069	0.00022
6	0.70	0.25	0.1750	0.125	0.0218	0.0027	0.00091
Total			0.670		0.548	0.651	0.034

Tinggi balok prategang $h = 1.70\text{m}$ $h_0 = 0.25\text{ m}$

Luas penampang balok prategang $A = 0.6702\text{m}^2$ $B_{eff} = 1.314\text{ m}$

Letak titik berat

$$y_b = \sum A * y / \sum A = 0.817\text{ m} \quad y_a = h - y_b = 0.883\text{ m}$$

Momen inersia pada alas balok

$$I_b = \sum A * y^2 + \sum I_0 = 0.68479\text{ m}^4$$

Momen inersia di sumbu netral balok

$$I_x = I_b - A * y_b^2 = 0.23691 \text{ m}^4$$

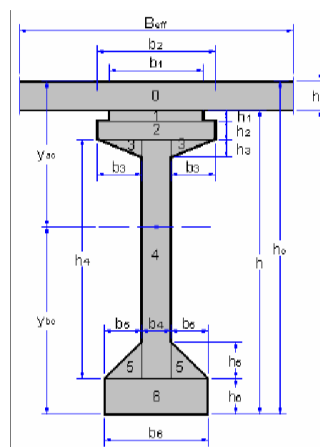
Tahanan momen bagian atas

$$W_a = I_x / y_a = 0.26845 \text{ m}^3$$

Tahanan momen bagian bawah

$$W_b = I_x / y_b = 0.28981 \text{ m}^3$$

Section Properties Balok Composit (Balok Prategang + Pelat)



Gambar 4. 26 Section Properties Balok Composit 1,7 m

Tabel 4. 16 Section Properties Balok Composit Bentang 34m

No	Dimensi		Luas	Jarak thd	Statis	Inertia	Inersia
	Lebar	Tinggi	Tampang	Alas	Momen	Momen	Momen
	(b)	(h)	(A _c)	y	A _c * y	A _c * y ²	I _{co}
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
0	1.31	0.25	0.3285	1.825	0.5994	1.0939	0.00171
1	0.61	0.07	0.0427	1.665	0.0711	0.1183	0.00002
2	0.80	0.13	0.1040	1.565	0.1627	0.2547	0.00015
3	0.30	0.12	0.0360	1.460	0.0525	0.0767	0.00003
4	0.20	1.25	0.2500	0.875	0.2187	0.1914	0.03255
5	0.25	0.25	0.0625	0.333	0.0208	0.0069	0.00022
6	0.70	0.25	0.1750	0.125	0.0218	0.0027	0.00091
Total			0.9987		1.147	1.7448	0.03558

Tinggi balok prategang

$$h_c = 1.95 \text{ m}$$

Luas penampang balok prategang $A_c = 0.9987 \text{ m}^2$

Letak titik berat

$$y_{bc} = \sum A * y / \sum A = 1.149 \text{ m} \quad y_{ac} = h_c - y_{bc} = 0.801 \text{ m}$$

Momen inersia pada alas balok

$$I_{bc} = \sum A_c * y^2 + \sum I_{c0} = 1.78047 \text{ m}^4$$

Momen inersia di sumbu netral balok komposit

$$I_{xc} = I_{bc} - A * y_{bc}^2 = 0.46238 \text{ m}^4$$

Tahanan momen bagian atas pelat

$$W_{ac} = I_{xc} / y_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

Tahanan momen bagian atas balok

$$W'_{ac} = I_{xc} / (y_{ac} - h_0) = 0.83894 \text{ m}^3$$

Tahanan momen bagian bawah balok

$$W_{bc} = I_{xc} / y_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

9. Pembebanan Balok Prategang

a) Berat Sendiri (MS)

Spesifikasi	tebal = 0.20 m	lebar = 1.65 m
berat 1 diafragma	W = 10.28 kN	tinggi = 1.25 m
Jumlah total	n = 9	buah
Panjang span	L = 34.00 m	
Berat = 92.53 kN		
Jarak diafragma	x4 = 17.00 m	(dari tengah span)
	x3 = 12.75 m	(dari tengah span)
	x2 = 8.50 m	(dari tengah span)
	x1 = 4.25 m	(dari tengah span)
	x0 = 0.00 m	(dari tengah span)

Momen maksimum ditengah span L

$$M_{maks} = \left(\frac{1}{2} * n * (x_4 - x_3 - x_2 - x_1) * W \right) = 524.344 \text{ kNm}$$

Berat diafragma ekivalen

$$Q_{diafragma} = 8 * M_{maks} / L^2 = 3.629 \text{ kN/m}$$

Berat Balok Prategang

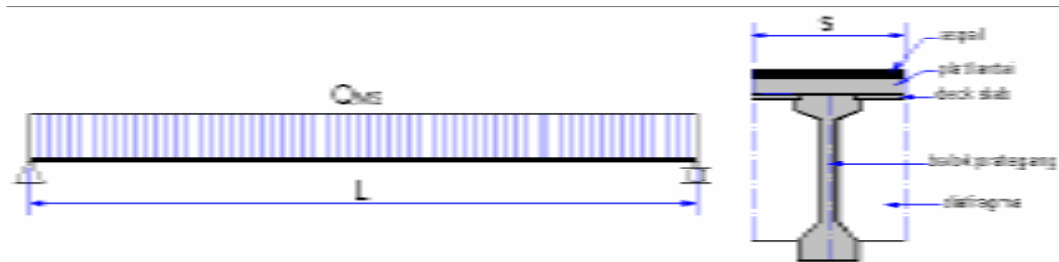
Panjang balok prategang,

$$L = 34.00 \text{ m} \quad \text{Luas penampang, } A = 0.670 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat balok prategang} + 10 \% \quad W_{\text{balok}} = A \cdot L \cdot W_c = 581.06340 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{balok}} = W_{\text{balok}} / L = 17.090 \text{ kN/m}$$

b) Gaya Geser Dan Momen Karena Berat Sendiri (MS)



Gambar 4. 27 Gaya Geser dan Momen Karena Berat Sendiri (MS) Girder bentang 34m

Tabel 4. 17 Pembebanan karena beban sendiri girder bentang 34m

No.	Jenis beban	Lebar	Tebal	Luas	Berat satuan	Beban	Geser	Momen
		b	h	A	W	Q_{MS}	V_{MS}	M_{MS}
		m	m	m^2	kN/m^3	kN/m	kN	kNm
1	Balok prategang					17.09	290.53	2469.51
2	Pelat lantai	1.85	0.25	0.46	25.00	11.56	196.56	1670.78
3	Deck slab	1.24	0.07	0.08	25.00	2.170	36.890	313.565
4	Diafragma					3.629	61.688	524.344
Total						34.45	585.67	4978.20

c) Beban Mati Tambahan (MA)

Yang dimaksud dengan beban mati tambahan ialah material tambahan yang memberikan beban pada balok jembatan. Sumber beban ini biasanya berasal dari elemen non-struktural yang mungkin mengalami perubahan selama masa pakai jembatan. Pada tahap desain girder, struktur harus direncanakan agar mampu menahan beban ini demi menjaga fungsi jembatan.

1. Pelapisan ulang di masa mendatang menggunakan aspal beton setebal 100 mm (*overlay*) diperhitungkan sebagai tambahan beban.
2. Apabila sistem drainase tidak berfungsi secara optimal, dapat terjadi genangan air hujan setinggi 50 mm yang turut menambah beban pada struktur.

Beban linier dihitung dengan rumus ,

$$Q_{MA} = A * W \text{ (kN/m)}$$

Untuk bentang panjang $L = 34.00$ m

Berdasarkan beban tersebut, gaya geser yang bekerja pada struktur adalah:

$$V_{MA} = \frac{1}{2} * Q_{MA} * L \text{ (Kn)}$$

Sedangkan momen lentur maksimumnya dihitung dengan persamaan:

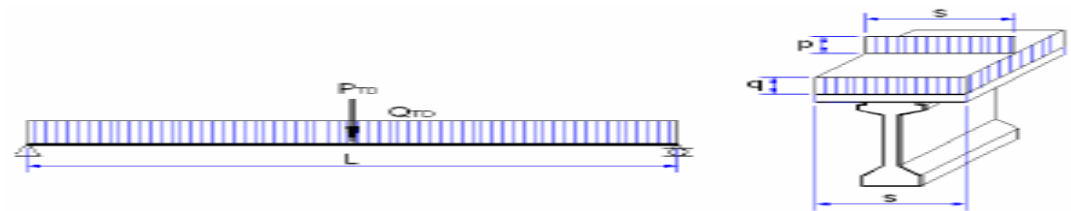
$$M_{MA} = \frac{1}{8} * Q_{MA} * L^2 \text{ (kNm)}$$

Tabel 4. 18 Pembebanan karena beban mati tambahan girder bentang 34m

No.	Jenis beban	Lebar	Tebal	Luas	Berat satuan	Beban	Geser	Momen
		b	h	A	W	Q_{MA}	V_{MA}	M_{MA}
		m	m	m ²	kN/m ³	kN/m	kN	kNm
1	Aspal + overlay	1.85	0.05	0.09	22.000	2.035	34.595	294.058
2	Air hujan	1.85	0.05	0.09	9.800	0.907	15.411	130.989
Total						2.942	50.005	425.046

d) Beban Lajur “D” (TD)

Lajur “D” menerima dua kategori beban utama, yaitu UDL (*Uniformly Distributed Load*) dan KEL (*Knife Edge Load*) seperti terlihat pada ilustrasi. Besarnya nilai q (kPa) untuk UDL ditentukan oleh panjang bentang total L yang menahan beban.

**Gambar 4. 28 Beban Lajur “D” Girder bentang 34m**

Panjang balok,	$L = 34.00 \text{ m}$
jarak antar balok prategang,	$s = 1.85 \text{ m}$
Beban merata	$q = 8 \cdot (0.5 + 15/L) = 7.53 \text{ kPa}$
Beban merata pada balok	$QTD = q \cdot s = 13.929 \text{ kN/m}$
Beban garis	$p = 49.00 \text{ kN/m}$
Faktor beban dinamis	DLA 0.40
Beban terpusat pada balok	

$$PTD = (1 + DLA) \cdot p \cdot s = 126.910 \text{ kN}$$

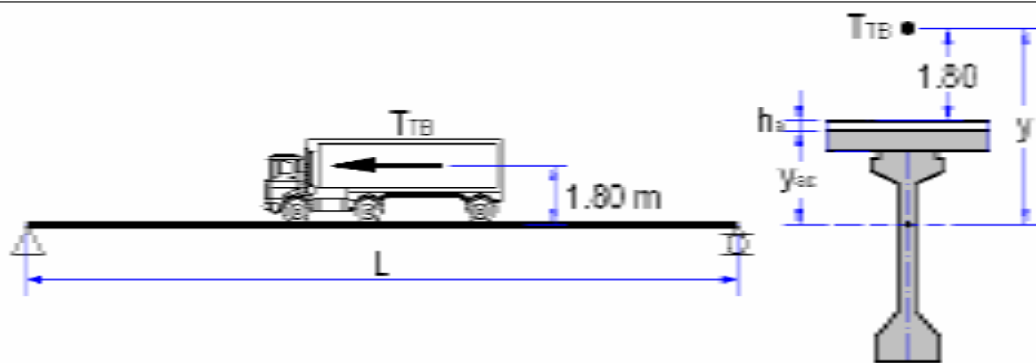
Gaya geser dan momen maksimum pada balok karena beban lajur "D"

$$VTD = 1/2 \cdot QTD \cdot L + 1/2 \cdot PTD = 300.25500 \text{ kN}$$

$$MTD = 1/8 \cdot QTD \cdot L^2 + 1/4 \cdot PTD \cdot L = 3091.53500 \text{ kNm}$$

e) Gaya Rem (TB)

Dalam perhitungan, gaya karena pengereman kendaraan direpresentasikan sebagai gaya sejajar sumbu jembatan. Titik kerja gaya tersebut diasumsikan berada pada 1,80 m di atas lantai jembatan.



Gambar 4. 29 Gaya Rem Girder Bentang 34m

Bentang span, $L = 34.00 \text{ m}$

Jumlah balok, $n \text{ balok} = 5$

Gaya rem, $HTB = 250 \text{ kN}$ Jarak antar balok prategang $s = 1.85 \text{ m}$

Gaya rem untuk $L_t < 80 \text{ m}$ $TTB = HTB / n \text{ balok} = 50.00 \text{ kN}$

Gaya rem, $TTB = 5 \%$ beban lajur "D" tanpa faktor beban dinamis

$$PTD = p * s = 90.65 \text{ kN}$$

$$TTB = 0,05 * (QTB * L + P_{TB}) = 28.213 \text{ kN}$$

Diambil nilai maksimum sebagai nilai gaya rem, $TTB = 50.00 \text{ kN}$

Jarak lengan momen terhadap titik berat penampang balok,

$$y = (1,80 + h_0 + h_a + y_{ac}) = 2.90 \text{ m}$$

Beban momen karena gaya rem

$$M = (TTB * y) = 145.06 \text{ kNm}$$

Balok mengalami gaya geser dan momen maksimum sebagai karena dari beban rem kendaraan

$$VTB = \left(\frac{M}{L} \right) = 4.26639 \text{ kN}$$

$$MTB = \left(\frac{1}{2} * M \right) = 72.5287 \text{ kNm}$$

f) Beban Angin (EW)

Angin yang menerpa kendaraan di atas jembatan menghasilkan beban garis tambahan yang bekerja mendatar pada permukaan lantai jembatan. Besarnya beban dihitung menggunakan rumus berikut

$$TEW = 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \text{ kNm}$$

Keterangan ;

koefisien seret digunakan dengan nilai, $C_w = 1.20$

kecepatan angin rencana, $V_w = 35.00 \text{ m/dt}$ (PPJT-1992)

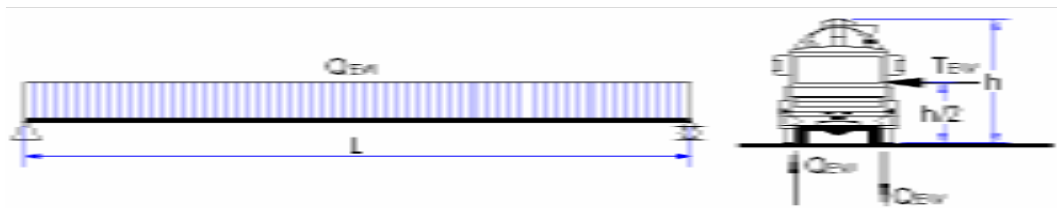
Dengan demikian, besarnya tekanan angin dapat dihitung melalui persamaan

$$TEW = (0,0012 * C_w * V_w^2) = 1.76 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang terkena hembusan angin dianggap sebagai sisi kendaraan dengan tinggi 2,00 m di atas lantai jembatan. Sementara itu, jarak antar roda kendaraan yang digunakan dalam perhitungan adalah 1,75 m. Transter beban angin ke lantai jembatan, $QEW = [(1/2 * h/x * TEW]$

$$QEW = 1.006 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang balok } L = 34.00 \text{ m}$$



Gambar 4. 30 Beban Angin Girder bentang 34m

Gaya geser dan momen maksimum karena beban angin :

$$VEW = 1/2 * QEW * L = 17.09714 \text{ kN}$$

$$MEW = 1/8 * QEW * L^2 = 145.32571 \text{ kNm}$$

g) Beban Gempa (EQ)

Dalam analisis balok prategang, gaya gempa vertikal dihitung berdasarkan percepatan ke bawah minimal 0,10 g, di mana g merupakan

percepatan gravitasi. Sebagai pilihan lain, nilainya bisa ditentukan sebesar setengah dari koefisien gempa horizontal statis ekivalen.

Koefisien beban gempa horizontal sebagai:

$$K_h = C * S$$

Keterangan:

K_h = koefisien beban gempa horizontal

C = koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah setempat.

S = faktor jenis struktur yang terkait dengan kapasitas daktilitas atau kemampuan menyerap energi gempa.

Periode getar struktur dapat ditentukan dengan persamaan:

$$T = \left(2 \pi \sqrt{\left[\frac{W_t}{g * K_p} \right]} \right)$$

Keterangan :

W_t = total berat struktur yang terdiri atas berat sendiri dan beban mati tambahan

K_p = kekakuan struktur, yaitu gaya horizontal yang diperlukan untuk menghasilkan satu satuan lendutan,

g = percepatan gravitasi bumi (9.81 m/dt^2).

Total berat yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan :

$$W_t = Q_{MS} + Q_{MA}$$

Keterangan :

Berat sendiri $Q_{MS} = 34.451 \text{ kN/m}$

Beban mati tambahan $Q_{MA} = 2.942 \text{ kN/m}$

Adapun panjang bentang balok yang ditinjau adalah $L = 34.00 \text{ m}$.

$$W_t = (Q_{MS} + Q_{MA}) * L = 1271.3544 \text{ kN}$$

Momen inersia balok prategang, $I_{xc} = 0.462 \text{ m}^4$

Modulus elastik $E_c = 35669.97251 \text{ MPa}$

$E_c = 35669973 \text{ kPa}$

Kekakuan balok pra tegang $KP = 48 * E_c * I_{xc} / L^3 = 20142$
kN/m

Waktu getar, $T = 2 * \pi * \sqrt{W_t / (g * K_p)} = 0.504$ detik

Untuk lokasi di wilayah gempa 3 di atas tanah sedang, dari kurva diperoleh koefien geser dasar, $C = 0.125$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton prategang penuh
 $S = 1,3 * F$

dengan $F = 1,25 - 0,025 * n$, dan F harus diambil ≥ 1

F = faktor perangkaan

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

Untuk $n = 1$

maka : $F = 1,25 - 0,025 * n = 1.225$

Faktor tipe struktur, $S = 1,3 * F = 1.5925$

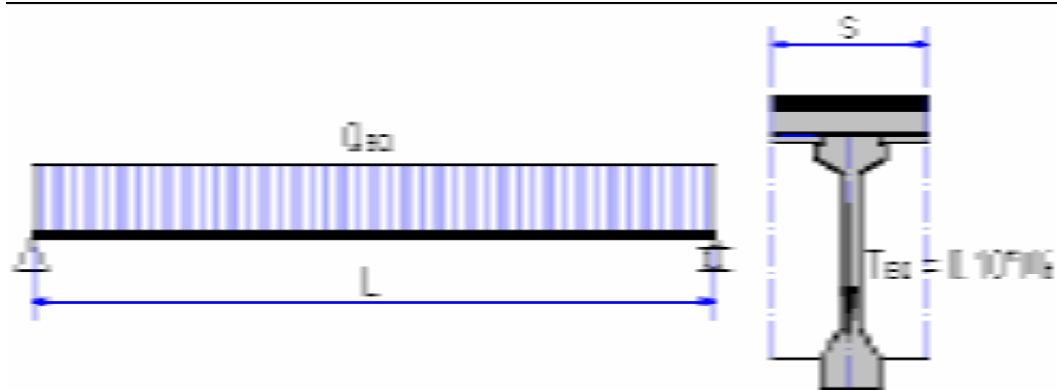
Koefisien beban gempa horisontal, $K_n = C * S = 0.1991$

Koefisien beban gempa vertikal, $K_v = 50 \% K_n = 0.0995 < 0,10$

Diambil, $K_v = 0.10$

Gaya gempa vertikal $TEQ = K_v * W_t = 127.1354$ Kn

Beban gempa vertikal $QEQ = TEQ / L = 3.7393$ kN/m



Gambar 4. 31 Beban Gempa Girder Bentang 34m

Gaya geser dan momen maksimum karena gempa vertikal

$VEQ = 1/2 * QEQ * L = 63.56772$ kN

$MEQ = 1/8 * QEQ * L^2 = 540.32562$ kN/m

10. Resume Momen Dan Gaya Geser Pada Balok

Tabel 4. 19 Resume momen dan gaya geser girder bentang 34m

No	Jenis beban	Kode	Q	P	M	Keterangan
		beban	(kN/m)	(kN)	(kNm)	
1	Bera balok prategang	balok	17.090	-	-	Beban merata Q_{balok}
2	Berat pelat	pelat	11.563	-	-	Beban merata Q_{pelat}
3	Berat sendiri	MS	34.451	-	-	Beban merata Q_{MS}
4	Beban mati tambahan	MA	2.942	-	-	Beban merata Q_{MA}
5	Lajur "D"	TD	13.93	126.91	-	Beban Q_{TD} dan P_{TD}
6	Gaya rem	TB	-	-	145.1	Beban merata Q_{TB}
7	Angin	EW	1.006	-	-	Beban merata Q_{EW}
8	Gempa	EQ	3.739	-	-	Beban merata Q_{EQ}

Panjang bentang balok, $L = 34.00 \text{ m}$

Tabel 4. 20 Persamaan momen dan geser girder bentang 34m

No	Jenis beban	Persamaan momen	Persamaan Gaya Geser
1	Berat sendiri (MS)	$M_x = 1/2 * Q_{\text{MS}} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{\text{MS}} * (L/2 - X)$
2	Mati tambahan (MA)	$M_x = 1/2 * Q_{\text{MA}} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{\text{MA}} * (L/2 - X)$
3	Lajur "D" (TD)	$M_x = 1/2 * Q_{\text{TD}} * (L * X - X^2) + 1/2 * P_{\text{TD}} * X$	$V_x = Q_{\text{TD}} * (L/2 - X) + 1/2 P_{\text{TD}}$
4	Gaya rem (TB)	$M_x = X/L * M_{\text{TB}}$	$V_x = M_{\text{TB}} / L$
5	Angin (EW)	$M_x = 1/2 * Q_{\text{EW}} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{\text{EW}} * (L/2 - X)$
6	Gempa (EQ)	$M_x = 1/2 * Q_{\text{EQ}} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{\text{EQ}} * (L/2 - X)$

Momen maksimum karena berat balok

$$M_{\text{balok}} = 1/8 * Q_{\text{balok}} * L^2 = 2469.51945 \text{ kNm}$$

Momen maksimum karena berat pelat

$$M_{\text{pelat}} = 1/8 * Q_{\text{pelat}} * L^2 = 1670.78125 \text{ kNm}$$

11. Momen Pada Balok Prategang

Tabel 4. 21 Momen yang terjadi pada balok prategang bentang 34m

Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
	Berat	Berat Sendiri	Mati tambah	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	281.99	568.45	48.53	293.29	4.27	16.59	61.70
2.0	546.88	1102.44	94.13	572.65	8.53	32.18	119.66
3.0	794.69	1601.9	136.78	838.08	12.80	46.77	173.88
4.0	1025.41	2067.1	176.49	1089.58	17.07	60.34	224.36
5.0	1239.03	2497.7	213.26	1327.16	21.33	72.91	271.10
6.0	1435.57	2893.9	247.09	1550.80	25.60	84.48	314.10
7.0	1615.01	3255.7	277.97	1760.51	29.86	95.04	353.36
8.0	1777.37	3582.9	305.92	1956.30	34.13	104.59	388.88
9.0	1922.64	3875.7	330.92	2138.15	38.40	113.14	420.67
10.0	2050.81	4134.1	352.98	2306.08	42.66	120.69	448.71
11.0	2161.90	4358.1	372.10	2460.08	46.93	127.22	473.02
12.0	2255.89	4547.5	388.28	2600.14	51.20	132.75	493.58
13.0	2332.80	4702.6	401.51	2726.28	55.46	137.28	510.41
14.0	2392.61	4823.1	411.81	2838.49	59.73	140.80	523.50
15.0	2435.34	4909.3	419.16	2936.77	64.00	143.31	532.85
16.0	2460.97	4960.9	423.58	3021.12	68.26	144.82	538.46
17.0	2469.52	4978.2	425.05	3091.54	72.53	145.33	540.33
18.0	2460.97	4960.9	423.58	3148.03	76.80	144.82	538.46
19.0	2435.34	4909.3	419.16	3190.59	81.06	143.31	532.85
20.0	2392.61	4823.1	411.81	3219.22	85.33	140.80	523.50
21.0	2332.80	4702.6	401.51	3233.92	89.59	137.28	510.41
21.5	2296.48	4629.3	395.26	3236.05	91.73	135.14	502.47
22.0	2255.89	4547.5	388.28	3234.69	93.86	132.75	493.58
23.0	2161.90	4358.0	372.10	3221.54	98.13	127.22	473.02
24.0	2050.81	4134.1	352.98	3194.45	102.39	120.69	448.71
25.0	1922.64	3875.7	330.92	3153.43	106.66	113.14	420.67
26.0	1777.37	3582.9	305.92	3098.49	110.93	104.59	388.88
27.0	1615.01	3255.6	277.97	3029.61	115.19	95.04	353.36
28.0	1435.57	2893.9	247.09	2946.81	119.46	84.48	314.10

**Tabel 4. 22 Momen yang terjadi pada balok prategang bentang 34m
(Lanjutan)**

Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
	Berat	Berat Sendiri	Mati tambah	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
29.0	1239.03	2497.7	213.26	2850.08	123.73	72.91	271.10
30.0	1025.41	2067.0	176.49	2739.41	127.99	60.34	224.36
31.0	794.69	1601.9	136.78	2614.82	132.26	46.77	173.88
32.0	546.88	1102.44	94.13	2476.30	136.52	32.18	119.66
33.0	281.99	568.45	48.53	2323.85	140.79	16.59	61.70
34.0	0.00	0.00	0.00	2157.47	145.06	0.00	0.00

Kombinasi Momen Pada Balok Prategang

Tabel 4. 23 Kombinasi momen pada girder bentang 34m

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	1371.65	919.52	855.03	1195.30
2.0	2667.56	1787.41	1661.52	2322.27
3.0	3887.73	2603.68	2419.47	3380.90
4.0	5032.15	3368.32	3128.89	4371.19
5.0	6100.83	4081.34	3789.77	5293.14
6.0	7093.77	4742.74	4402.11	6146.75
7.0	8010.97	5352.51	4965.92	6932.02
8.0	8852.42	5910.66	5481.19	7648.96
9.0	9618.13	6417.18	5947.93	8297.56
10.0	10308.10	6872.08	6366.13	8877.82
11.0	10922.32	7275.36	6735.79	9389.74
12.0	11460.81	7627.01	7056.92	9833.32
13.0	11923.55	7927.04	7329.51	10208.56
14.0	12310.54	8175.45	7553.56	10515.47
15.0	12621.80	8372.23	7729.08	10754.04

Tabel 4. 24 Kombinasi momen pada girder bentang 34m

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
16.0	12857.31	8517.38	7856.06	10924.26
17.0	13017.08	8610.92	7934.51	11026.16
18.0	13101.11	8652.83	7964.42	11059.71
19.0	13109.39	8643.11	7945.79	11024.92
20.0	13041.93	8581.77	7878.63	10921.80
21.0	12898.73	8468.81	7762.93	10750.33
21.5	12798.73	8392.97	7686.87	10638.98
22.0	12679.79	8304.23	7598.69	10510.53
23.0	12385.10	8088.02	7385.92	10202.39
24.0	12014.68	7820.18	7124.61	9825.92
25.0	11568.51	7500.72	6814.76	9381.10
26.0	11046.59	7129.64	6456.38	8867.94
27.0	10448.94	6706.94	6049.46	8286.45
28.0	9775.54	6232.61	5594.01	7636.62
29.0	9026.40	5706.65	5090.02	6918.45
30.0	8201.51	5129.08	4537.49	6131.94
31.0	7300.88	4499.87	3936.43	5277.10
32.0	6324.52	3819.05	3286.83	4353.91
33.0	5272.40	3086.60	2588.69	3362.39
34.0	4144.55	2302.53	1842.02	2302.53

12. Gaya Geser Pada Balok Prategang**Tabel 4. 25 Gaya geser pada girder bentang 34m**

Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
	Berat	Berat Sendiri	Mati tambahan	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.0	290.53	585.67	50.01	300.26	4.27	17.10	63.57
1.0	273.44	551.22	47.06	286.33	4.27	16.09	59.83

Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
	Berat	Berat Sendiri	Mati tambahan	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
2.0	256.35	516.77	44.12	272.40	4.27	15.09	56.09
3.0	239.26	482.32	41.18	258.47	4.27	14.08	52.35
4.0	222.17	447.87	38.24	244.54	4.27	13.07	48.61
5.0	205.08	413.42	35.30	230.61	4.27	12.07	44.87
6.0	187.99	378.96	32.36	216.68	4.27	11.06	41.13
7.0	170.90	344.51	29.42	202.75	4.27	10.06	37.39
8.0	153.81	310.06	26.47	188.82	4.27	9.05	33.65
9.0	136.72	275.61	23.53	174.89	4.27	8.05	29.91
10.0	119.63	241.16	20.59	160.96	4.27	7.04	26.17
11.0	102.54	206.71	17.65	147.03	4.27	6.03	22.44
12.0	85.45	172.26	14.71	133.10	4.27	5.03	18.70
13.0	68.36	137.81	11.77	119.17	4.27	4.02	14.96
14.0	51.27	103.35	8.82	105.24	4.27	3.02	11.22
15.0	34.18	68.90	5.88	91.31	4.27	2.01	7.48
16.0	17.09	34.45	2.94	77.38	4.27	1.01	3.74
17.0	0.00	0.00	0.00	63.46	4.27	0.00	0.00
18.0	-17.09	-34.45	-2.94	49.53	4.27	-1.01	-3.74
19.0	-34.18	-68.90	-5.88	35.60	4.27	-2.01	-7.48
20.0	-51.27	-103.35	-8.82	21.67	4.27	-3.02	-11.22
21.0	-68.36	-137.81	-11.77	7.74	4.27	-4.02	-14.96
21.5	-76.91	-155.03	-13.24	0.77	4.27	-4.53	-16.83
22.0	-85.45	-172.26	-14.71	-6.19	4.27	-5.03	-18.70
23.0	-102.54	-206.71	-17.65	-20.12	4.27	-6.03	-22.44
24.0	-119.63	-241.16	-20.59	-34.05	4.27	-7.04	-26.17
25.0	-136.72	-275.61	-23.53	-47.98	4.27	-8.05	-29.91
26.0	-153.81	-310.06	-26.47	-61.91	4.27	-9.05	-33.65
27.0	-170.90	-344.51	-29.42	-75.84	4.27	-10.1	-37.39
28.0	-187.99	-378.96	-32.36	-89.77	4.27	-11.1	-41.13
29.0	-205.08	-413.42	-35.30	-103.70	4.27	-12.1	-44.87
30.0	-222.17	-447.87	-38.24	-117.63	4.27	-13.1	-48.61
31.0	-239.26	-482.32	-41.18	-131.56	4.27	-14.1	-52.35
32.0	-256.35	-516.77	-44.12	-145.49	4.27	-15.1	-56.09

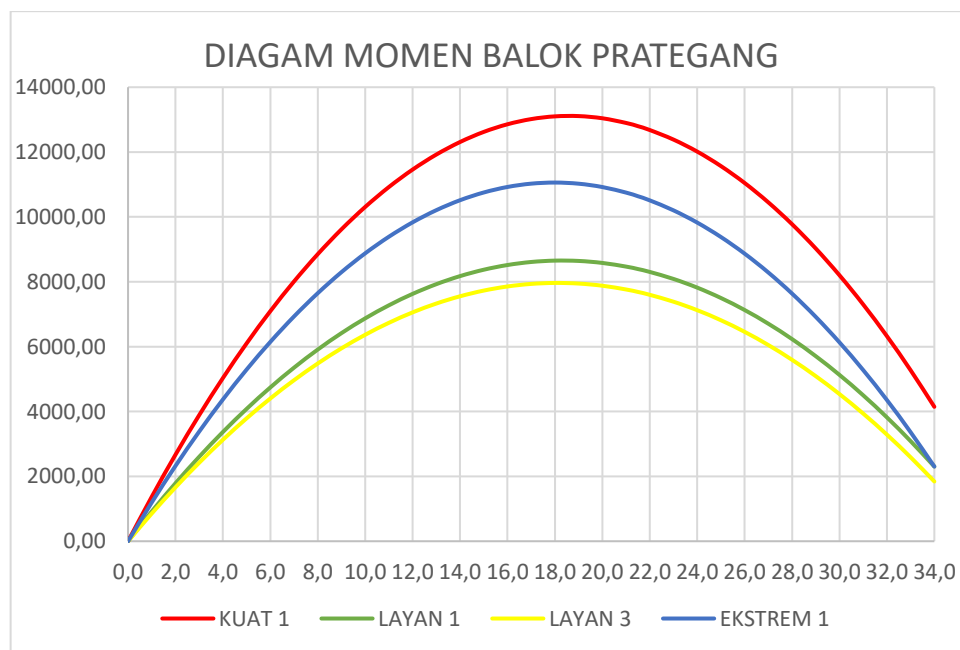
Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
	Berat	Berat Sendiri	Mati tambahan	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
x	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
33.0	-273.44	-551.22	-47.06	-159.42	4.27	-16.1	-59.83
34.0	-290.53	-585.67	-50.01	-173.35	4.27	-17.1	-63.57

Kombinasi Gaya Geser Pada Balok Prategang

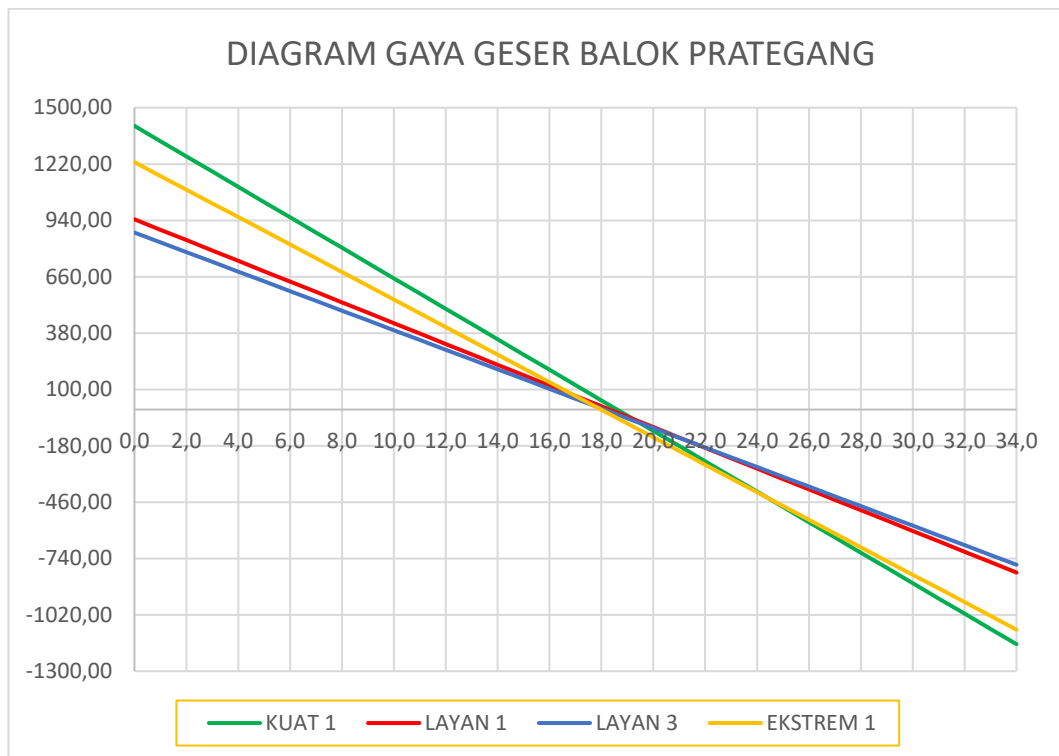
Tabel 4. 26 Kombinasi gaya geser pada girder bentang 34m

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	1409.52	945.33	879.29	1229.47
1.0	1333.78	893.70	830.76	1161.13
2.0	1258.04	842.08	782.22	1092.80
3.0	1182.29	790.46	733.69	1024.46
4.0	1106.55	738.83	685.15	956.12
5.0	1030.81	687.21	636.61	887.78
6.0	955.07	635.58	588.08	819.44
7.0	879.32	583.96	539.54	751.10
8.0	803.58	532.34	491.00	682.77
9.0	727.84	480.71	442.47	614.43
10.0	652.10	429.09	393.93	546.09
11.0	576.35	377.46	345.39	477.75
12.0	500.61	325.84	296.86	409.41
13.0	424.87	274.22	248.32	341.07
14.0	349.13	222.59	199.79	272.74
15.0	273.38	170.97	151.25	204.40
16.0	197.64	119.35	102.71	136.06
17.0	121.90	67.72	54.18	67.72
18.0	46.16	16.10	5.64	-0.62
19.0	-29.59	-35.53	-42.90	-68.96
20.0	-105.33	-87.15	-91.43	-137.29

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
21.0	-181.07	-138.77	-139.97	-205.63
21.5	-218.94	-164.59	-164.24	-239.80
22.0	-256.81	-190.40	-188.50	-273.97
23.0	-332.56	-242.02	-237.04	-342.31
24.0	-408.30	-293.65	-285.58	-410.65
25.0	-484.04	-345.27	-334.11	-478.99
26.0	-559.78	-396.89	-382.65	-547.32
27.0	-635.53	-448.52	-431.19	-615.66
28.0	-711.27	-500.14	-479.72	-684.00
29.0	-787.01	-551.77	-528.26	-752.34
30.0	-862.76	-603.39	-576.79	-820.68
31.0	-938.50	-655.01	-625.33	-889.02
32.0	-1014.24	-706.64	-673.87	-957.35
33.0	-1089.98	-758.26	-722.40	-1025.69
34.0	-1165.73	-809.88	-770.94	-1094.03



Gambar 4. 32 Diagram Momen Balok Prategang



Gambar 4. 33 Diagram Gaya Geser Balok Prategang

13. Kondisi Awal (Saat Transfer)

Kualitas Beton K - 500

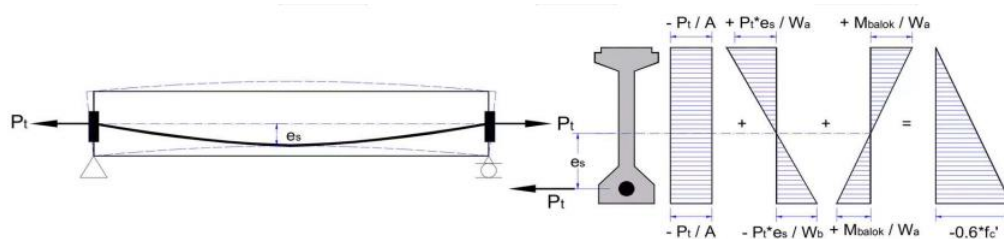
$$f_c' = 0.83 \cdot K / 10 \cdot 10^3 = 41500 \text{ kPa}$$

Kuat tekan beton pada kondisi awal (saat transfer)

$$f_{ci}' = 0.8 \cdot f_c' = 33200 \text{ kPa}$$

Section Properties

$$W_a = 0.26845 \text{ m}^3, \quad W_b = 0.26845 \text{ m}^3, \quad A = 0.6702 \text{ m}^2$$



Gambar 4. 34 Kondisi Awal PCI Girder

Ditetapkan jarak titik berat tendon terhadap alas balok, $z_0 = 0.14 \text{ m}$

Eksentrisitas tendon,

$$e_s = y_b - z_0 = 0.677 \text{ m}$$

Momen karena berat sendiri balok,

$$M_{\text{girder}} = 2469.52 \text{ kNm}$$

Tegangan di serat atas, $0 = - \frac{Pt}{A} + \frac{Pt \cdot es}{Wa} - \frac{M_{girder}}{Wa}$
 (Persamaan 1) Tegangan di serat bawah, $0.6 \cdot f_{ci}' = \frac{Pt}{A} - \frac{Pt \cdot es}{Wb} + \frac{M_{girder}}{Wb}$ (Persamaan 2) Besarnya gaya prategang awal,
 Dari persamaan (1): $Pt = M_{girder} / (es - Wa/A) = 8917.693468 \text{ kN}$
 Dari persamaan (2): $Pt = (0.6 \cdot f_{ci}' \cdot Wb + M_{girder}) / (Wb/A + es) = 251.242722 \text{ kN}$
 Diambil besarnya gaya prategang, $Pt = 7251.242722 \text{ Kn}$

14. Kondisi Akhir

Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat besi untai "Standards cable" standar VSL, dengan data sbb :

Tabel 4. 27 Data strands cable girder bentang 34m

Data Strands Cable - Standar Vsl				
Jenis strands		Uncoate 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270		
Tegangan leleh strand	$f_{py} =$	1674	MPa	
Kuat tarik strand	$f_{pu} =$	1860	MPa	
Diameter nominal strand		12.7	mm	(=0,5")
Luas tampang nominal satu strand	$A_{st} =$	98.7	mm ²	
Beban putus minimal satu strand	$P_{bs} =$	183.7	kN	(100% UTS)
Jumlah kawat untai (strands cable)		19	kawat untai / tendon	
Diameter selubung ideal		84	mm	
Luas tampang strands		1875.3	mm ²	
Beban putus satu tendon	$P_{b1} =$	3490.3	kN	(100% UTS)
Modulus elastis strands	$E_s =$	193000	MPa	
Tipe dongkrak		VSL-19		

Gaya prategang awal: $Pt = 7251.242722 \text{ Kn}$

Beban putus satu tendon : $P_{b1} = 3490.3 \text{ kN}$

Beban putus minimal satu strand : $P_{bs} = 183.7 \text{ kN}$

Gaya prategang saat jacking:

$$P_j = P_t / 0.85 \text{ (Persamaan 1)}$$

$$P_j = 0.8 * P_{b1} * n_t \text{ (Persamaan 2)}$$

Dari persamaan (1) dan (2) diperoleh jumlah tendon yang diperlukan :

$$n_t = P_t / (0.85 * 0.8 * P_{b1}) = 3.05520793 \text{ Tendon}$$

Diambil jumlah tendon, $n_t = 4$ Tendon

Jumlah kawat untai (strands cable) yang diperlukan :

$$n_s = P_t / (0.85 * 0.8 * P_{bs}) = 58.04895067 \text{ Strands}$$

Diambil jumlah strands $n_s = 64$ Strands

Posisi baris tendon

Tabel 4. 28 Posisi baris tendon girder bentang 34m

$n_{s1} =$	3	Tendon	19	Strands/Tendon	57	strands dengan selubung tendon	84	mm
$n_{s2} =$	1	Tendon	19	Strands/Tendon	7	strands dengan selubung tendon	84	mm
$n_t =$	4	Tendon	Jumlah strand,	$n_s =$	64	strands		

Persentase tegangan leleh yang timbul pada besi (% Jacking Force):

$$P_o = P_t / (0.85 * n_s * P_{bs}) = 0.725611883$$

$$P_o = 72.56118834 \% < 80\% \text{ OK}$$

Gaya prategang yang terjadi karena jacking

$$P_j = P_o * n_s * P_{bs} = 8530.87379 \text{ kN}$$

Diperkirakan kehilangan tegangan (loss of prestress) = 20 %

Gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan (loss of prestress) sebesar = 20%

$$P_{eff} = 80\% * P_j = 6824.699032 \text{ kN}$$

15. Pembesian Balok Prategang

Tulangan arah memanjang digunakan besi diameter D 13 mm

$$A_s = \pi/4 * D^2 = 0.00013 \text{ m}^2$$

Luas tampang bagian bawah: Abawah = 0.2875 m²

Luas tulangan bagian bawah: $A_s \text{ bawah} = 0.5\% \cdot A_{\text{bawah}} = 0.00144 \text{ m}^2$

Jumlah tulangan, $A_s \text{ bawah} / A_s = 10.84 \text{ buah}$

Digunakan : 12 D 13

Luas tampang bagian atas: $A_{\text{atas}} = 0.2067 \text{ m}^2$

Luas tulangan bagian atas : $A_s \text{ atas} = 0.5\% \cdot A_{\text{atas}} = 0.00103 \text{ m}^2$

Jumlah tulangan, $A_s \text{ atas} / A_s = 7.79 \text{ buah}$

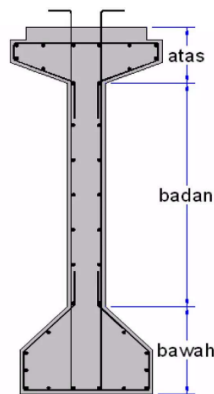
Digunakan : 8 D 13

Luas tampang bagian badan: $A_{\text{badan}} = 0.176 \text{ m}^2$

Luas tulangan bagian badan: $A_s \text{ badan} = 0.5\% \cdot A_{\text{badan}} = 0.00088 \text{ m}^2$

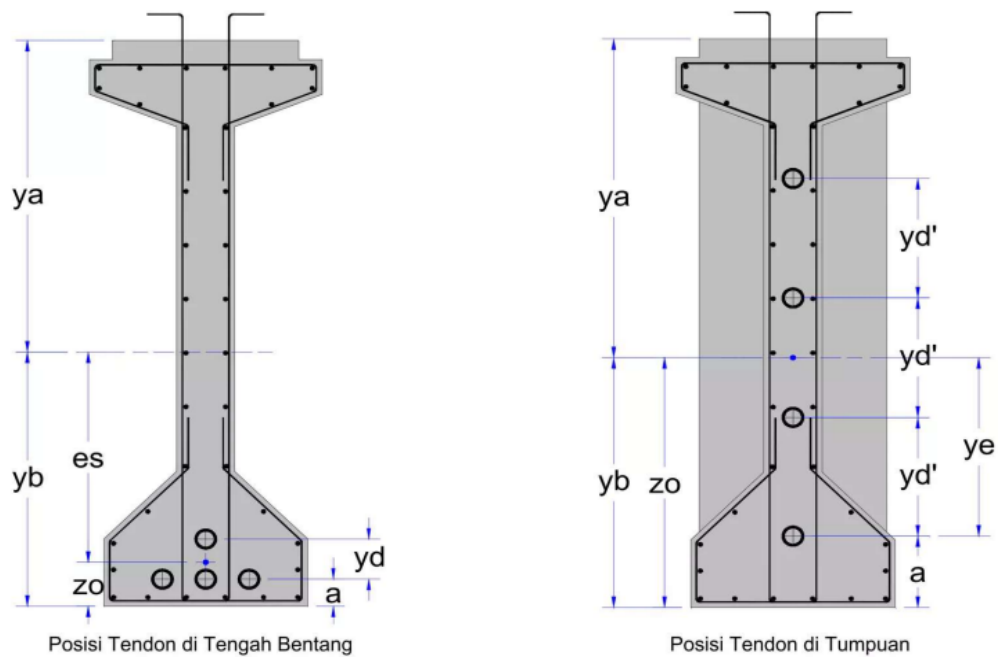
Jumlah tulangan $A_s \text{ badan} / A_s = 6.63 \text{ buah}$

Digunakan : 8 D 13



Gambar 4. 35 Pembesian Balok Prategang bentang 34m

1) Posisi Tendon



Gambar 4. 36 Posisi Tendon Girder Bentang 34

a) Posisi tendon di tengah bentang

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1 : $a = 0.14 \text{ m}$

Tabel 4. 29 Jumlah tendon girder di tumpuan bentang 34m

Jumlah tendon baris ke-1:	$n_{t1} =$	3	tendon	19	strands =	57	strands
Jumlah tendon baris ke-2:	$n_{t4} =$	1	tendon	19	strans =	19	strands
	$n_t =$	4	Jumlah strands, $n_s =$			76	strands

Exsentrissitas $e_s = 0.677 \text{ m}$

$z_0 = y_b - e_s = 0.14 \text{ m}$

Momen statis tendon terhadap alas:

$n_s \cdot z_0 = n_1 \cdot a + n_2 \cdot (a + y_d)$ dimana,

$y_d = \text{jarak vertikal antara as ke as tendon}$ $y_d = n_s \cdot (z_0 - a) / n_2 = 0.00000 \text{ m}$

Diambil, $y_d = 0.15 \text{ m}$

Diameter selubung tendon, $d_1 = 0.084 \text{ m}$ $d_2 = 0.084 \text{ m}$

Diameter selubung tendon rerata, $d = 0.5 \cdot (d_1 + d_2) = 0.084 \text{ m}$

Jarak bersih vertikal antara selubung tendon, $y_d - d = 0.08 \text{ m}$

Jarak bersih vertikal antara selubung tendon, $y_d - d = 84 \text{ mm}$

$y_d - d > 25 \text{ mm}$ OK!

b) Posisi tendon di tumpuan

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4 : $a' = 0.35 \text{ m}$

Tabel 4. 30 Jumlah tendon di tumpuan bentang girder 34m

Jumlah tendon baris ke-1:	$n_1 =$	1	Tendon	19	strands =	19	strands
Jumlah tendon baris ke-2:	$n_2 =$	1	Tendon	19	strands =	19	strands
Jumlah tendon baris ke-3:	$n_3 =$	1	Tendon	19	strands =	19	strands
Jumlah tendon baris ke-4:	$n_4 =$	1	Tendon	19	strands =	19	strands
Jumlah strands, $n_s =$						76	strands

y_e = Letak titik berat tendon terhadap pusat tendon terbawah

Letak titik berat penampang balok terhadap alas, $y_b = 0.817 \text{ m}$

Momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah:

Tabel 4. 31 Momen statis tendon girder bentang 34m

n_i	$y_{d'}$	$n_i * y_{d'}$
19	0	0
19	1	19
19	2	38
19	3	57
$\Sigma n_i * y_{d'} / y_{d'} =$		114

$$\Sigma n_i * y_{d'} = n_s * y_e$$

$$y_e / y_{d'} = (\Sigma n_i * y_{d'} / y_{d'}) / n_s = 1.781$$

$$y_e = y_b - a' = 0.467 \text{ m}$$

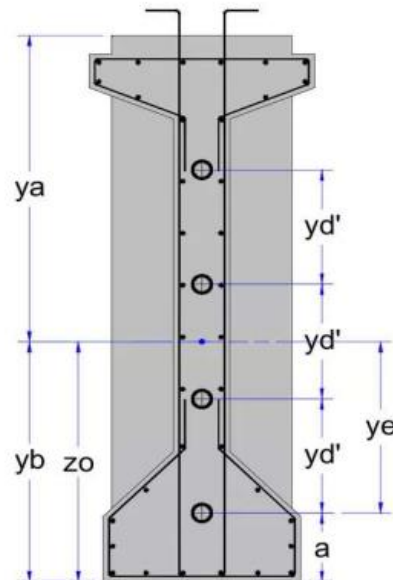
$$y_{d'} = y_e / (y_e / y_{d'}) = 0.262443855 \text{ m}$$

$$z_o = a' + y_e = y_b = 0.817 \text{ m}$$

2) Eksentrisitas Masing Masing Tendon

Tabel 4. 32 Eksentrisitas tendon bentang 34m (tumpuan)

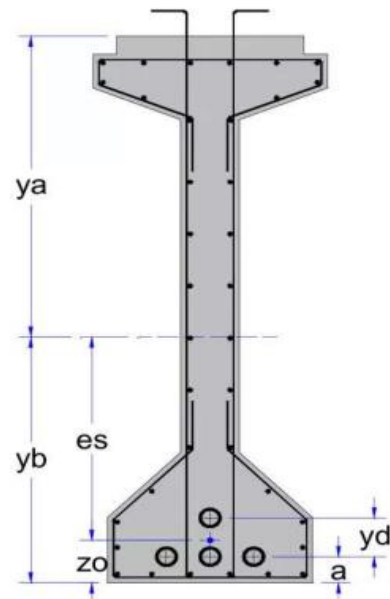
Nomor Tendon	Posisi tendon di tumpuan $x = 0.00\text{m}$	z_i'
1	$z1' = a' + 3 * yd'$	1.137
2	$z2' = a' + 2 * yd'$	0.875
3	$z3' = a' + yd'$	0.612
4	$z4' = a'$	0.350



Gambar 4. 37 Eksentrisitas Tendon di tumpuan bentang 34m

Tabel 4. 33 Eksentrisitas tendon bentang 34m (tengah bentang)

Nomor Tendon	Posisi tendon di tengah bentang $x = 17.0 \text{ m}$	z_i
1	$z1 = a + yd$	0.29
2	$z2 = a$	0.14
3	$z3 = a$	0.14
4	$z4 = a$	0.14



Gambar 4. 38 Eksentrisitas tendon pada tengah bentang, bentang 34m

Tabel 4. 34 Eksentrisitas tendon bentang 34m

z_i'	z_i	$f_i = z_i' - z_i$
1.137	0.29	0.847
0.875	0.14	0.735
0.612	0.14	0.472
0.350	0.14	0.210

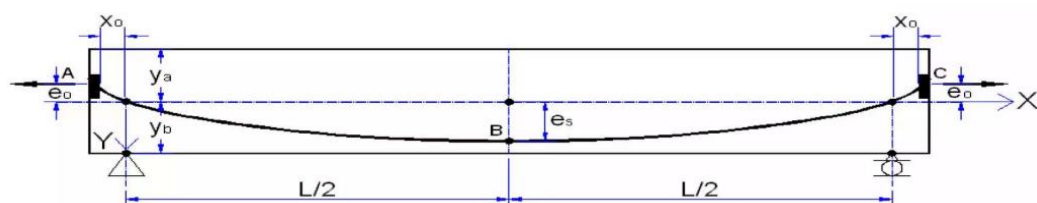
3) Lintasan Inti Tendon (Cable)

Panjang balok, $L = 34.00$ m

Eksentrisitas, $e_s = 0.677$ m

Persamaan lintasan tendon : $Y = 4 \cdot f \cdot X / L^2 \cdot (L - X)$

dengan $f = e_s$



Gambar 4. 39 Lintasan Inti Tendon bentang 34m

Tabel 4. 35 Lintasan intin tendon bentang 34m

X	Y	X	Y	X	Y
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-0.35	-0.028	12	0.619	25	0.527
0	0.000	13	0.640	26	0.488
1	0.077	14	0.656	27	0.443
2	0.150	15	0.668	28	0.394
3	0.218	16	0.675	29	0.340
4	0.281	17	0.677	30	0.281
5	0.340	18	0.675	31	0.218
6	0.394	19	0.668	32	0.150
7	0.443	20	0.656	33	0.077
8	0.488	21	0.640	34	0.000
9	0.527	22	0.619	0.35	0.028
10	0.563	23	0.593		
11	0.593	24	0.563		

$$x_o = 0.35 \text{ m}$$

$$e_o = 0.028 \text{ m}$$

$$L/2 + x_o = 17.35 \text{ m}$$

$$e_s + e_o = 0.705 \text{ m}$$

$$\alpha_{AB} = 2 * (e_s + e_o) / (L/2 + x_o) = 0.080$$

$$\alpha_{BC} = 2 * (e_s + e_o) / (L/2 + x_o) = 0.080$$

a) Sudut Angkur

Persamaan lintasan tendon,

$$Y = 4 * f * X / L^2 * (L - X)$$

$$dY/dX = 4 * f * (L - 2 * X) / L^2$$

Untuk $X = 0$ (posisi angkur di tumpuan), maka

$$dY/dX = 4 * f / L$$

Persamaan sudut angkur,

$$\alpha = \text{ATAN} (dY/dX)$$

Tabel 4. 36 Sudut angkur girder bentang 34m

No Tendon	Jumlah Strand	Diameter Selubung	Eksentrisitas f_i (m)	dY/dX	Sudut Angkur				
1	12	76	0.847	0.099686066	α_1 =	0.100	Rad =	5.73	°
2	19	84	0.735	0.086457378	α_2 =	0.0866	Rad =	4.97	°
3	19	84	0.472	0.05558163	α_3 =	0.0556	Rad =	3.19	°
4	19	84	0.210	0.024705882	α_4 =	0.0247	Rad =	1.42	°

b) Tata Letak dan Trace Kabel

$$L = 34.00 \text{ m}$$

$$f_1 = 0.847$$

$$f_4 =$$

$$0.210$$

$$f_0 = e_s = 0.677 \text{ m}$$

$$f_2 = 0.735$$

$$y_b = 0.817 \text{ m}$$

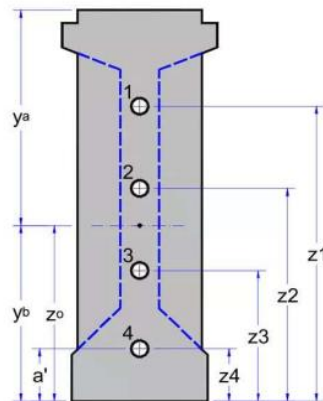
$$f_3 = 0.472$$

$$\text{Posisi masing masing cable : } z_i = z_i' - 4 * f_i * X/L^2 * (L - X)$$

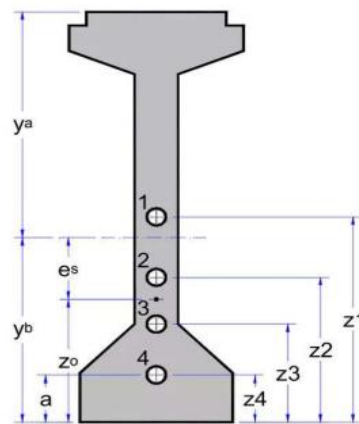
Tabel 4. 37 Posisi masing masing kabel girder bentang 34m

JARAK	Trace	Posisi masing - masing kabel			
X	z_0	z_1	z_2	z_3	z_4
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	0.817	1.137	0.875	0.612	0.350
1	0.740	1.041	0.791	0.558	0.326
2	0.667	0.950	0.712	0.508	0.303
3	0.599	0.865	0.638	0.460	0.282
4	0.536	0.785	0.570	0.416	0.263
5	0.478	0.712	0.506	0.375	0.245
6	0.424	0.645	0.448	0.338	0.228
7	0.374	0.583	0.394	0.303	0.213
8	0.330	0.527	0.346	0.272	0.199
9	0.290	0.478	0.303	0.245	0.187
10	0.255	0.434	0.265	0.220	0.176

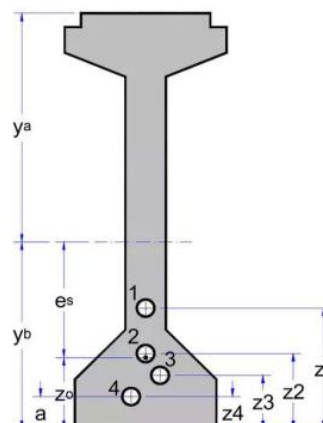
JARAK	Trace	Posisi masing - masing kabel			
X	zo	z1	z2	z3	z4
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
11	0.224	0.396	0.232	0.199	0.166
12	0.199	0.363	0.204	0.181	0.158
13	0.178	0.337	0.181	0.166	0.152
14	0.161	0.316	0.163	0.155	0.147
15	0.149	0.302	0.150	0.147	0.143
16	0.142	0.293	0.143	0.142	0.141
17	0.140	0.290	0.140	0.140	0.140
18	0.142	0.293	0.143	0.142	0.141
19	0.149	0.302	0.150	0.147	0.143
20	0.161	0.316	0.163	0.155	0.147
21	0.178	0.337	0.181	0.166	0.152
22	0.199	0.363	0.204	0.181	0.158
23	0.224	0.396	0.232	0.199	0.166
24	0.255	0.434	0.265	0.220	0.176
25	0.290	0.478	0.303	0.245	0.187
26	0.330	0.527	0.346	0.272	0.199
27	0.374	0.583	0.394	0.303	0.213
28	0.424	0.645	0.448	0.338	0.228
29	0.478	0.712	0.506	0.375	0.245
30	0.536	0.785	0.570	0.416	0.263
31	0.599	0.865	0.638	0.460	0.282
32	0.667	0.950	0.712	0.508	0.303
33	0.740	1.041	0.791	0.558	0.326
34	0.817	1.137	0.875	0.612	0.350



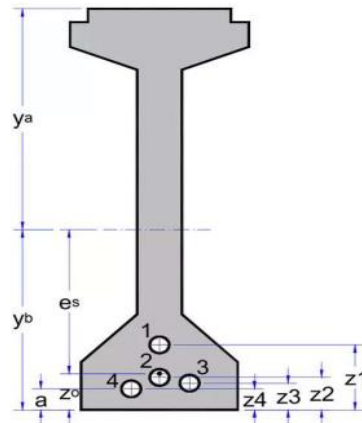
Gambar 4. 40 Trace 0 m dari tumpuan girder bentang 34m



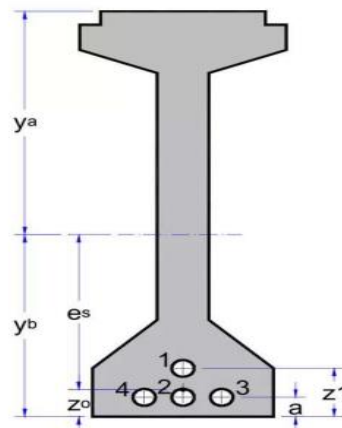
Gambar 4. 41 Trace 5 m dari tumpuan girder bentang 34m



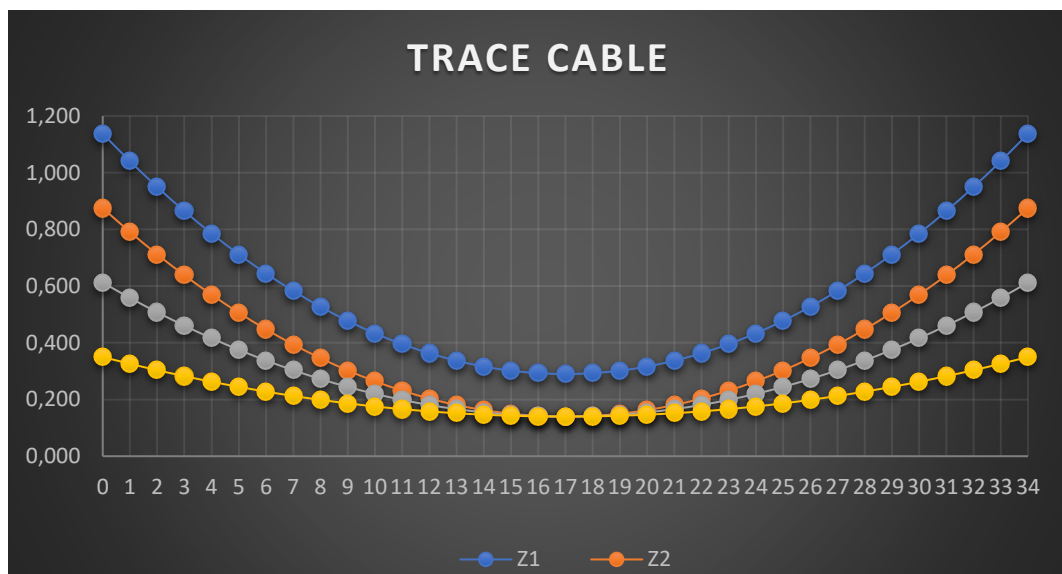
Gambar 4. 42 Trace 10 m dari tumpuan girder bentang 34m



Gambar 4. 43 Trace 15 m dari tumpuan girder bentang 34m



Gambar 4. 44 Trace 17 m dari tumpuan girder bentang 34m

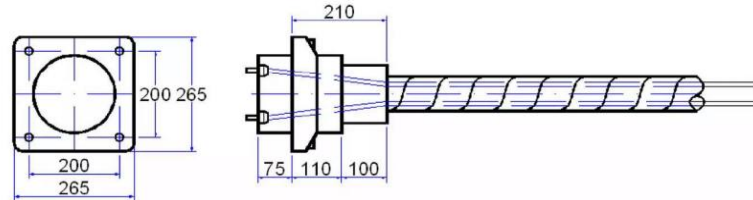


Gambar 4. 45 Trace Cable girder bentang 34m

c) Pemakaian Angkur

Angkur Hidup : VSL

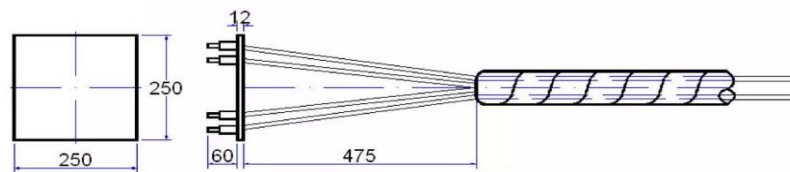
Tipe : 19 Sc



Gambar 4. 46 Angkur Hidup PCI Bentang 34 m

Angkur Mati : VSL

Tipe : 19 P



Gambar 4. 47 Angkur Mati PCI Bentang 34 m

16. Kehilangan Tegangan (*Loss Of Prestess*) Pada Kabel

a) Kehilangan Gaya Prategang Karena Gesekan Angkur (*Anchoring Friction*)

Gaya prategang karena jacking (*jacking force*): $P_j = 8530.87379 \text{ kN}$

Kehilangan gaya karena gesekan ankur diperhitungkan sebesar 3% dari gaya prategang karena *jacking*.

$$P_o = 97\% * P_j = 8274.947577 \text{ kN}$$

b) Kehilangan Tegangan Karena Gesekan Cable (*Jack Friction*)

Sudut lintasan tendon dari ujung ke tengah :

$$\alpha_{AB} = 0.080 \text{ rad } \alpha_{AB} = 0.080 \text{ rad}$$

Perubahan sudut total lintasan tendon,

$$\alpha = \alpha_{AB} + \alpha_{BC} = 0.159 \text{ rad}$$

Dari Tabel 6.6 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh :

Koefisien gesek, $\mu = 0.2$

Dari Tabel 6.7 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh :

Koefisien Wobble, $b = 0.012$

Gaya prategang karena jacking setelah memperhitungkan loss of prestress karena gesekan angkur,

$$P_o = 8274.947577 \text{ kN}$$

Loss of prestress karena gesekan kabel:

$$P_x = P_o \cdot e^{-\mu(\alpha + b \cdot L_x)}$$

dengan, $e = 2.7183$ (bilangan natural)

untuk, $L_x = 17.35 \text{ m}$

$$P_x = P_o \cdot e^{-\mu(\alpha + b \cdot L_x)} = 8220.224766 \text{ kN}$$

untuk, $L_x = 34.7 \text{ m}$

$$P_x = P_o \cdot e^{-\mu(\alpha + b \cdot L_x)} = 8165.863842 \text{ Kn}$$

c) Kehilangan Tegangan Karena Pemendekan Elastis (*Elastic Shortening*)

Jarak titik berat tendon besi terhadap tdk berat tampang balok

$$e_s = 0.677 \text{ m}$$

Momen inersia tampang balok beton $I_x = 0.23691 \text{ m}^4$

Luas tampang balok beton $A = 0.6702 \text{ m}^2$

Modulus elatis balok beton $E_{\text{girder}} = 35669972.51 \text{ kPa}$

Modulus elastis besi prategang (strand) $E_s = 193000000 \text{ kPa}$

Jumlah total strands $n_s = 64$

Luas tampang nominal satu strands $A_{st} = 0.0000987 \text{ m}^2$

Beban putus satu strands $P_{bs} = 183.7 \text{ kN}$

Momen karena berat sendiri balok $M_{\text{girder}} = 2469.52 \text{ kNm}$

Luas tampang tendon besi prategang

$$A_t = n_s \cdot A_{st} = 0.0063168 \text{ m}^2$$

Modulus ratio antara besi prategang dengan balok beton

$$n = E_s / E_{\text{girder}} = 5.41071345$$

Jari-jari inersia penampang balok beton

$$i = \sqrt{(I_x / A)} = 0.594557111 \text{ m}$$

$$K_e = A_t / A \cdot (1 + e_s^2 / i^2) = 0.021662842$$

Tegangan besi prategang sebelum loss of prestress (di tengah bentang):

$$\sigma_{pi} = n_s \cdot P_{bs} / A_t = 1861195.542 \text{ kPa}$$

Kehilangan tegangan pada besi oleh regangan elastik dengan memperhitungkan pengaruh berat sendiri :

$$\Delta\sigma_{pe'} = \sigma_{pi} \cdot n \cdot K_e / (1 + n \cdot K_e) = 195265.983 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada level besinya oleh pengaruh gaya prategang P_t :

$$\sigma_{bt} = \Delta\sigma_{pe'} / n - M_{girders} \cdot e_s / I_x = 29026.95625 \text{ kPa}$$

Kehilangan tegangan pada besi oleh regangan elastik tanpa pengaruh berat sendiri :

$$\Delta\sigma_{pe} = 1/2 \cdot n \cdot \sigma_{bt} = 78528.27129 \text{ kPa}$$

Loss of prestress karena pemendekan elastis:

$$\Delta p_e = \Delta\sigma_{pe} \cdot A_t = 496.0473841 \text{ kN}$$

d) Kehilangan Tegangan Karena Pengangkuran (*Anchoring*)

Panjang tarik masuk (berkisar antara 2 - 7 mm) diambil 2 mm:

$$\Delta L = 0.002 \text{ m}$$

Modulus elastis besi prategang: $E_s = 193000000 \text{ kPa}$

Luas tampang tendon besi prategang: $A_t = 0.0063168 \text{ m}^2$

Loss of prestress karena gesekan ankur: $P_o = 8274.947577 \text{ kN}$

Loss of prestress karena gesekan ankur: $P_x = 8220.224766 \text{ kN}$

Jarak dari ujung sampai tengah bentang balok: $L_x = 17.35 \text{ m}$

Kemiringan diagram gaya : $m = \tan \omega = (P_o - P_x) / L_x = 3.154052457 \text{ kN/m}$

Jarak pengaruh kritis slip ankur dr ujung :

$$L_{max} = \sqrt{(\Delta L \cdot E_s \cdot A_t / m)} = 27.80403072 \text{ m}$$

Loss of prestress karena ankur:

$$\Delta P = 2 \cdot L_{max} \cdot \tan \omega = 175.3907428 \text{ kN}$$

$$P'_{max} = P_o - \Delta P / 2 = 8187.252205 \text{ kN}$$

$$P_{max} = P'_{max} - \Delta p_e = 7691.204821 \text{ kN}$$

e) Kehilangan Tegangan Karena *Relaxation Of Tendon*

1) Pengaruh Susut (*Shrinkage*)

$$\Delta \epsilon_{su} = \epsilon_b \cdot k_b \cdot k_e \cdot k_p$$

ϵ_b = regangan dasar susut (basic shrinkage strain). Untuk kondisi kering udara dengan kelembaban $< 50\%$.

Dari Tabel 6.4 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh:

$$\epsilon_b = 0.0006$$

k_b = koefisien yang tergantung pada pemakaian air semen (water cement ratio) untuk beton Kualitas tinggi dengan faktor

$$\text{air semen, } w = 0.4$$

$$\text{Cement content} = 4.5 \text{ kN/m}^3$$

$$k_b = 0.905$$

k_e = koefisien yang tergantung pada tebal teoritis (em)

$$\text{Luas penampang balok, } A = 0.6702 \text{ m}^2$$

Keliling penampang balok yang berhubungan dengan udara luar,

$$K = 4.763 \text{ m}$$

$$e_m = 2 \cdot A / K = 0.281419274 \text{ m}$$

Dari Kurva 6.2 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh :

$$k_e = 0.734$$

k_p = koefisien yang tergantung pada luas tulangan besi memanjang non prategang.

Presentase luas tulangan memanjang terhadap luas tampang balok:

$$p = 0.5 \%$$

$$k_p = 100 / (100 + 20 \cdot p) = 0.999$$

$$\Delta \epsilon_{su} = \epsilon_b \cdot k_b \cdot k_e \cdot k_p = 0.000398164$$

Modulus elastis besi prategang (strand), $E_s = 193000000 \text{ kPa}$

$$\text{Tegangan susut : } \sigma_{sh} = \Delta \epsilon_{su} \cdot E_s = 76845.62038 \text{ kPa}$$

2) Pengaruh Rayapan (Creep)

P initial (keadaan saat transfer) di tengah bentang:

$$P_i = P_x - \Delta p_e = 7724.18 \text{ kN}$$

$$P_i / (n_s \cdot P_{bs}) = (\%) \quad 65.7 \text{ UTS}$$

$$M_{girder} = 2469.52 \text{ kNm}$$

$$E_{girder} = 35669972.5 \text{ kPa}$$

$$W_a = 0.26845 \text{ m}^3 \quad e_s = 0.677 \text{ m}$$

$$W_b = 0.28981 \quad m^3 \quad A = 0.6702 \quad m^3$$

Tegangan beton di serat atas,

$$f_a = -P_i / A + P_i * e_s / W_a - M_{girders} / W_a = -1231.18153 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah,

$$f_b = -P_i / A - P_i * e_s / W_b + M_{girders} / W_b = -21060.49358 \text{ kPa}$$

Regangan karena creep,

$$\epsilon_{cr} = (f_c / E_{girders}) * k_b * k_c * k_d * k_e * k_{tn}$$

k_c = Koefisien k_c bergantung pada kelembaban udara. Untuk perhitungan ini, diasumsikan kondisi kering dengan kelembaban udara di bawah 50%. Dari Tabel 6.5 *NAASRA Bridge Design Specification*, didapatkan nilai k_c sebesar 3.

k_d = koefisien merupakan nilai yang dipengaruhi oleh tingkat pengerasan beton ketika diberi beban serta suhu rata-rata di sekitarnya selama proses pengerasan. Karena grafik pada Gambar 6.4 didasarkan pada temperatur 20°C , sementara suhu rata-rata di Indonesia umumnya lebih tinggi ($\pm 27,5^\circ\text{C}$), maka diperlukan koreksi waktu pengerasan beton sebagai berikut:

Jumlah hari pengerasan beton terjadi pada suhu rata-rata T ,

$$t = 28 \text{ hari}$$

Dengan suhu udara rata-rata, $T = 27.5^\circ\text{C}$

Umur pengerasan beton terkoreksi saat dibebani :

$$t' = t * \left(\frac{T + 10}{30} \right) = 35 \text{ hari}$$

Berdasarkan Kurva 6.4 (*NAASRA Bridge Design Specification*) untuk semen tipe normal diperoleh:

$$k_d = 0.938$$

koefisien k_{tn} adalah nilai yang bergantung pada waktu pengerasan beton (t) dan tebal teoritis (e_m).

$$\text{untuk, } t = 28 \text{ hari}$$

$$e_m = 0.281419274 \text{ m}$$

Dari Kurva diperoleh: $k_{tn} = 0.2$

$$f_c = f_b = 21060.49358 \text{ kPa}$$

$$\epsilon_{cr} = (f_c / E_{gird}) * k_b * k_c * k_d * k_e * k_{tn} = 0.00022$$

$$\text{Tegangan karena creep } \sigma_{cr} = \epsilon_{cr} * E_s = 42601.19754 \text{ kPa}$$

$$\Delta \sigma_{sc} = \sigma_{cr} + \sigma_{sh} = 119446.8179 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{pi} = P_i / A_t = 1222799.104 \text{ kPa}$$

$$\text{Besar tegangan terhadap UTS (\%)} = 65.7 \quad \text{UTS}$$

$$X = 0 \quad \text{Jika : } \sigma_{pi} < 50\% \quad \text{UTS}$$

$$X = 1 \quad \text{Jika : } \sigma_{pi} = 50\% \quad \text{UTS}$$

$$X = 2 \quad \text{Jika : } \sigma_{pi} = 70\% \quad \text{UTS}$$

$$\text{Nilai, } X = 1$$

Relaxasi setelah 1000 jam pada 70% beban putus (UTS):

$$c = 1.5 \% \quad 60.3 \% \text{ UTS}$$

Tegangan σ_r dihitung menggunakan persamaan:

$$X * c * (\sigma_{pi} - \Delta \sigma_{sc}) = 16550.2843 \text{ kPa}$$

Kehilangan gaya prategang jangka panjang

$$\Delta \sigma_{sc} + \sigma_r = 135997.1022 \text{ kPa}$$

$$\Delta P = (\Delta \sigma_{sc} + \sigma_r) * A_t = 859.0664953 \text{ kN}$$

Gaya aktual di tengah bentang balok:

$$P_{eff} = P_i - \Delta P = 6865.11 \text{ kN}$$

Persentase kehilangan gaya prategang total,

$$(1 - P_{eff} / P_j) * 100\% = 19.53 \% \approx 20\%$$

Nilai ini dianggap sesuai dengan estimasi awal karena perbedaan cukup kecil ($\pm 20\%$)

Kontrol tegangan pada tendon besi pasca-tarik dilakukan segera setelah penyaluran gaya prategang

Tegangan izin tendon besi pasca-tarik :

$$0.70 * f_{pu} = 1302000 \text{ kPa}$$

Tegangan aktual yang terjadi pada tendon:

$$f_p = P_{eff} / A_t = 1086802 \text{ kPa}$$

Karena nilainya ($< 0.7 * f_{pu}$), maka kondisi ini dinyatakan aman (OK)

Tabel 4. 38 Kehilangan gaya prategang girder bentang 34m

Gaya	(kN)	Kehilangan gaya prategang	% UTS
Pj	8530.87	Gesekan pada angkur	67.30
Po	8274.95	Gesekan pada dongkrak prategang	65.28
Px	8220.22	Pemendekan elastis	64.85
Pi	7724.18	Pemendekan elastis	60.94
Peff	6865.11		54.16
<i>Loss of prestress =</i>	19.53 %		

17. Tegangan Yang Terjadi Pada Penampang Balok

Menurut Bridge Design Code, nilai tegangan beton segera setelah gaya prategang disalurkan (sebelum adanya reduksi tegangan karena efek waktu) harus berada di bawah batas maksimum yang diizinkan.

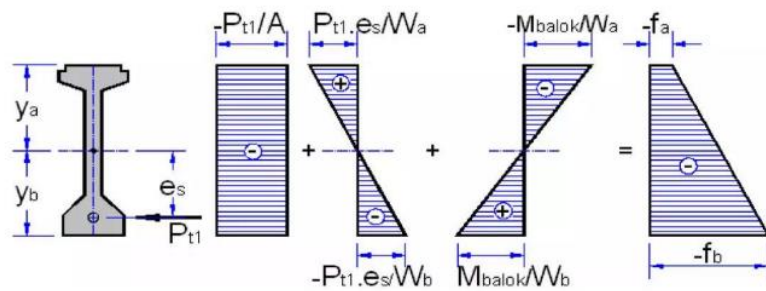
1. Kondisi Awal

- Tegangan serat tekan terluar $\leq 0.6 \cdot f_c'$ dengan $f_{ci}' = 0.8 \cdot f_c'$
- Tegangan serat tarik terluar $\leq 0.5 f_c'$ dengan $f_{ci}' = 0.8 \cdot f_c'$

2. Setelah memperhitungkan seluruh kehilangan tegangan (long-term losses), tegangan beton tidak boleh melampaui nilai berikut:

- Tegangan serat tekan terluar karena pengaruh prategang + beban mati + beban hidup $\leq 0.45 \cdot f_c'$
- Tegangan serat tarik terluar pada area yang semula mengalami tekan, $\leq 0.5 \cdot f_c'$

a. Kondisi Awal (Saat Disalurkan)



Gambar 4. 48 Tegangan Yang terjadi pada keadaan awal bentang 34 m

Kualitas beton balok prategang, K - 500

Kuat tekan beton, $f_c' = 0.83 \cdot K / 10 \cdot 1000 = 41500 \text{ kPa}$

Kuat tekan beton pada kondisi awal (saat disalurkan),

$f_{ci}' = 0.8 \cdot f_c' = 33200 \text{ kPa}$

Tegangan izin tekan beton, $-0.6 \cdot f_{ci}' = -19920 \text{ kPa}$

$P_t = 7251.24 \text{ kN}$

$W_a = 0.26845 \text{ m}^3$

$A = 0.6702 \text{ m}^2$

$M_{\text{girder}} = 2469.52 \text{ kNm}$

$W_b = 0.28981 \text{ m}^3$

$e_s = 0.677 \text{ m}$

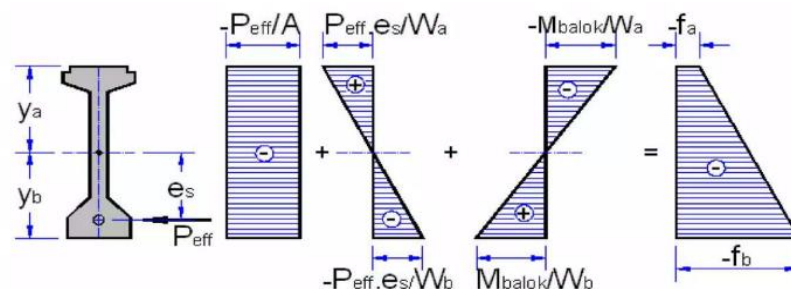
Tegangan di serat atas,

$f_{ca} = -P_t/A + P_t \cdot e_s/W_a - M_{\text{girder}}/W_a = -1719.04 < -0.6 \cdot f_{ci}' \text{ (Aman)}$

Tegangan di serat bawah,

$f_{cb} = -P_t/A - P_t \cdot e_s/W_b + M_{\text{girder}}/W_b = -2300.38 < -0.6 \cdot f_{ci}' \text{ (Aman)}$

b. Keadaan Setelah *Loss Of Prestress*



Gambar 4. 49 Tegangan yang terjadi setelah *Loss Of Prestress* bentang 34m

Kualitas beton balok prategang, K- 500

Kuat tekan beton, $f_c' = 0.83 \cdot K / 10 \cdot 1000 = 41500 \text{ kPa}$

Tegangan izin tekan beton, $-0.45 \cdot f_c' = -18675 \text{ kPa}$

$P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$

$W_a = 0.26845 \text{ m}^3$

$A = 0.6702 \text{ m}^2$

$M_{girder} = 2469.52 \text{ kNm}$

$W_b = 0.28981 \text{ m}^3$

$e_s = 0.677 \text{ m}$

Tegangan di serat atas,

$f_a = -P_{eff}/A + P_{eff} \cdot e_s / W_a - M_{girder} / W_a = -2117.36 < -0.45 \cdot f_{ci}' \text{ (Aman)}$

Tegangan di serat bawah,

$f_b = -P_{eff}/A - P_{eff} \cdot e_s / W_b + M_{girder} / W_b = -17770.49 < -0.45 \cdot f_{ci}' \text{ (Aman)}$

c. Keadaan Setelah Pelat Lantai Selesai Dicor (Beton Muda)

Kualitas beton balok prategang, K - 500

Kuat tekan beton, $f_c' = 0.83 \cdot K / 10 \cdot 1000 = 41500 \text{ kPa}$

Tegangan izin tekan beton, $-0.45 \cdot f_c' = -18675 \text{ kPa}$

$M_{girder} = 2469.52 \text{ kNm}$

$M_{pelat} = 1670.78 \text{ kNm}$

$P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$

$W_a = 0.26845 \text{ m}^3$

$A = 0.6702 \text{ m}^2$

$M_{girder} + M_{pelat} = 4140.30 \text{ kNm}$

$W_b = 0.28981 \text{ m}^3$

$e_s = 0.677 \text{ m}$

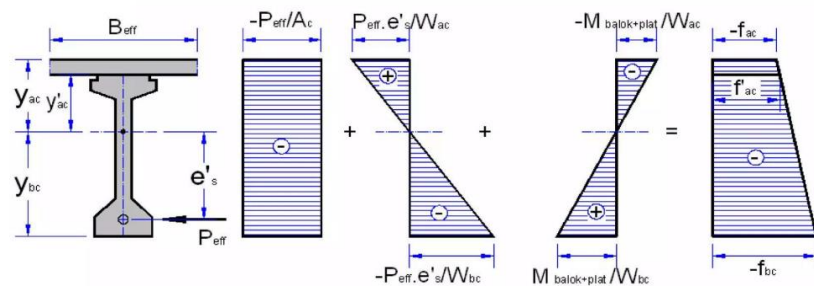
Tegangan di serat atas,

$f_a = -P_{eff}/A + P_{eff} \cdot e_s / W_a - M_{girder} + M_{pelat} / W_a = -8341.13 < -0.45 \cdot f_{ci}' \text{ (Aman)}$

Tegangan di serat bawah,

$f_b = -P_{eff}/A - P_{eff} \cdot e_s / W_b + M_{girder} + M_{pelat} / W_b = -12005.42 < -0.45 \cdot f_{ci}' \text{ (Aman)}$

d. Keadaan Setelah Pelat Dan Balok Menjadi Komposit



Gambar 4. 50 Keadaan setelah pelat dan balok menjadi komposit bentang 34m

Kualitas beton balok prategang, K - 500

Kuat tekan beton, $f'_c = 0.83 \cdot (K/10) \cdot 1000 = 41500 \text{ kPa}$

Tegangan izin tekan beton, $-0.45 \cdot f'_c = -18675 \text{ kPa}$

Mgirder = 2469.52 kNm

$A_c = 0.9987 \text{ m}^2$

Mpelat = 1670.78 kNm

$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$

$P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$

$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$

$M_{balok+plat} = 4140.30 \text{ kNm}$

$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$

Eksentrisitas tendon untuk penampang komposit : $e'_s = e_s + (y_{bc} - y_b) = 1.009 \text{ m}$

Tegangan beton di serat tepi atas pelat :

$$\begin{aligned} f_{ac} &= -\frac{P_{eff}}{A_c} + P_{eff} \cdot \frac{e'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{balok}}{W_a} + \frac{plat}{W_a} \\ &= -2047.893864 \text{ kPa} \\ &< -0.45 \cdot f'_c \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Tegangan beton di serat tepi atas balok:

$$\begin{aligned} f'_{ac} &= -\frac{P_{eff}}{A_c} + P_{eff} \cdot \frac{e'_s}{W'_{ac}} - \frac{M_{balok}}{W'_{ac}} + \frac{plat}{W'_{ac}} \\ &= -3553.994774 \text{ kPa} \end{aligned}$$

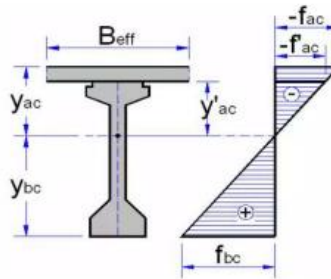
$$< -0.45 \cdot f_c' \text{ (Aman)}$$

Tegangan beton di serat bawah balok :

$$\begin{aligned} f_{bc} &= -\frac{P_{eff}}{A_c} - P_{eff} \cdot \frac{e's}{W_{bc}} + \frac{M_{balok}}{W_{bc}} + \frac{p_{plat}}{W_{bc}} \\ &= -13795.48096 \text{ kPa} \\ &< -0.45 \cdot f_c' \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

18. Tegangan Yang Terjadi Pada Balok Komposit

1. Tegangan Karena Berat Sendiri (MS)



Gambar 4. 51 Tegangan Karena Berat sendiri Bentang 34 m

Momen karena berat sendiri, $M_{MS} = 4978.21 \text{ kNm}$

$$A_c = 0.9987 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$$

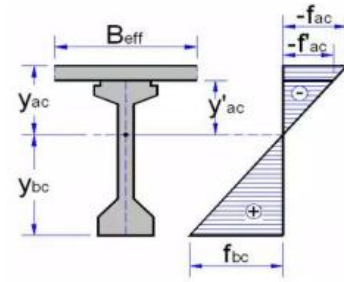
$$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat : $f_{ac} = -M_{MS}/W_{ac} = -8625.5179 \text{ kPa}$

Tegangan beton di serat atas balok : $f'_{ac} = -M_{MS}/W'_{ac} = -5933.907 \text{ kPa}$

Tegangan beton di serat bawah balok: $f_{bc} = +M_{MS}/W_{bc} = 12369.0408 \text{ kPa}$

2. Tegangan Karena Beban Mati Tambahan (MA)



Gambar 4. 52 Tegangan Karena Berat Mati Tambahan Bentang 34 m

Momen karena berat sendiri, $MMA = 425.05 \text{ kNm}$

$$A_c = 0.9987 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat :

$$f_{ac} = -\frac{MMA}{W_{ac}} = -736.45924 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok :

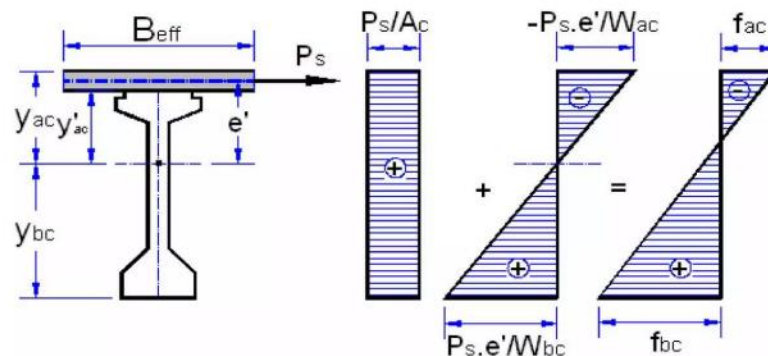
$$f'_{ac} = -\frac{MMA}{W'_{ac}} = -506.64566 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok:

$$f_{bc} = +\frac{MMA}{W_{bc}} = 1056.086663 \text{ kPa}$$

3. Tegangan Karena Susut dan Rangkak (SR)

a. Tegangan Karena Susut Beton (*Shrinkage*)



Gambar 4. 53 Tegangan Karena Susut Beton Bentang 34 m

Gaya internal yang timbul Karena susut (menurut NAASRA Bridge Design Specification) dinyatakan dengan :

$$P_s = A_{\text{pelat}} \cdot E_{\text{pelat}} \cdot \Delta \epsilon_{\text{su}} \cdot n \cdot ((1 - e - c_f) / c_f)$$

$$A_{\text{pelat}} = \text{luas penampang pelat,} \quad A_{\text{pelat}} = B_{\text{eff}} \cdot h_o = 0.328 \text{ m}^2$$

$$E_{\text{pelat}} = \text{modulus elastis balok,} \quad E_{\text{pelat}} = 25332084.40 \text{ kPa}$$

$$e = \text{bilangan natural, } e = 2.7183$$

$$n = E_{\text{pelat}} / E_{\text{balok}} \quad n = 0.710179533$$

$$k_b = 0.905$$

$$k_c = 3$$

$$A_c = 0.9987 \text{ m}^2$$

$$k_d = 0.938$$

$$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

$$k_e = 0.734$$

$$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$$

$$k_{tn} = 0.2$$

$$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

$$\text{eksentrisitas tendon, } e' = y_{ac} - h_o / 2 = 0.676 \text{ m}$$

Gaya internal yang timbul karena susut :

$$\Delta \epsilon_{\text{su}} = \epsilon_b \cdot k_b \cdot k_c \cdot k_e \cdot k_p = 0.000398164$$

$$c_f = k_b \cdot k_c \cdot k_d \cdot k_e \cdot (1 - k_{tn}) = 1.495404624$$

$$P_s = A_{\text{pelat}} \cdot E_{\text{pelat}} \cdot \Delta \epsilon_{\text{su}} \cdot n \cdot ((1 - e - c_f) / c_f) = 1220.665482 \text{ kN}$$

Tegangan karena susut yang terjadi :

Tegangan beton di serat atas pelat :

$$f_{ca} = P_s / A_c - P_s \cdot e' / W_{ac} = -207.7428154 \text{ kPa}$$

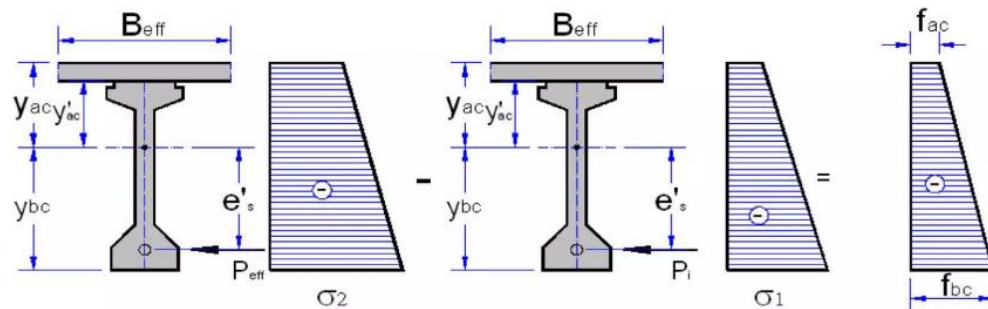
Tegangan beton di serat atas balok :

$$f_{ca} = P_s/A_c - P_s \cdot e' / W'_{ac} = 238.5067024 \quad \text{kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok:

$$f_{cb} = P_s/A_c + P_s \cdot e' / W_{bc} = 3273.003424 \quad \text{kPa}$$

b. Tegangan Karena Rangkak Beton (*Creep*)



Gambar 4. 54 Tegangan Karena Rangkak Beton (*Creep*) bentang 34m

1. *Residual Creep* (ϵ_{cr})

Menurut *NAASRA Bridge Design Specification*, nilai *residual creep* dihitung dengan persamaan berikut:

$$\sigma_{cr} = (1 - e^{-cf}) * (\sigma_2 - \sigma_1)$$

Keterangan:

σ_2 = tegangan pada balok komposit sebelum kehilangan gaya prategang

σ_1 = tegangan pada balok komposit setelah kehilangan gaya prategang

cf = the residual creep factor

$$cf = (k_b * k_c * k_d * k_e * (1 - k_{tn})) = 1.495404624$$

Dengan menggunakan nilai konstanta, $e = 2.7183$, diperoleh:

$$(1 - e^{-cf}) = 0.775844354$$

2. Data Perhitungan

Parameter	Nilai	Satuan
Pi	7724.18	kN
Peff	6865.11	kN
e's	1.009	m
Ac	0.9987	m ²
Wac	0.57715	m ³
W'ac	0.83894	m ³
Mbalok+pelat	4140.30	kNm
Wbc	0.40247	m ³

3. Tegangan pada balok sebelum kehilangan prategang,

Tegangan beton pada serat atas pelat :

$$f_{ac} = \left(-\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e's}{W_{ac}} - \frac{M_{balok} + plat}{W_{ac}} \right) = -1406.474052 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada serat atas balok :

$$f'_{ac} = \left(-\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e's}{W'_{ac}} - \frac{M_{balok} + plat}{W'_{ac}} \right) = -3381.164939 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada serat bawah balok:

$$f_{ac} = \left(-\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i * e's}{W_{bc}} + \frac{M_{balok} + plat}{W_{bc}} \right) = -16809.06297 \text{ kPa}$$

4. Tegangan pada balok setelah kehilangan prategang,

Tegangan beton di serat atas pelat:

$$f_{ac} = \left(-\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} * e's}{W_{ac}} - \frac{M_{balok} + plat}{W_{ac}} \right) = -2047.893864 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok:

$$f'_{ac} = \left(-\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} * e's}{W'_{ac}} - \frac{M_{balok} + plat}{W'_{ac}} \right) = -3553.994774 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok :

$$f_{bc} = -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff} * e's}{W_{bc}} + \frac{M_{balok} + plat}{W_{bc}} = -13795.48096 \text{ kPa}$$

Tabel 4. 39 Tegangan karena rangkai beton girder bentang 34m

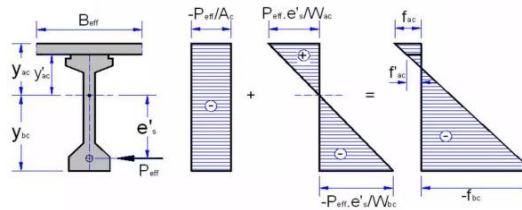
		σ_2	σ_1	$\sigma_2 - \sigma_1$	$(1 - e^{-cf})$ =	σ_{cr}
		(kPa)	(kPa)			(kPa)
Tegangan beton di serat atas pelat.	$f_{ca} =$	-2047.89	-1406.4	-641.42	0.775844	-497.64
Tegangan beton di serat atas balok,	$f'_{ca} =$	-3553.99	-3381.1	-172.83	0.775844	-134.09
Tegangan beton di serat bawah balok,	$f_{cb} =$	-13795.48	-16809.1	-3013.5	0.775844	-2338.07

c. Superposisi Tegangan Susut Dan Rangkai

Tabel 4. 40 Superposisi tegangan pada girder bentang 34m karena susut dan rangkai

Tegangan pada beton karena		Susut		Rangkai		Susut Dan Rangkai	
Tegangan beton di serat atas pelat:	$f_{ca} =$	-207.74	kPa	-497.64	kPa	-705.38	kPa
Tegangan beton di serat atas balok:	$f'_{ca} =$	238.51	kPa	-134.09	kPa	104.42	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok :	$f_{cb} =$	3273.00	kPa	-2338.07	kPa	934.93	kPa

d. Tegangan Karena Prategang (PR)



Gambar 4. 55 Tegangan Karena Prategang bentang 34 m

Gaya prategang aktual, $P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$

Eksentrisitas, $e's = 1.009 \text{ m}$

$A_c = 0.9987 \text{ m}^2$

$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$

$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$

$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$

Tegangan beton pada serat atas pelat.

$$f_{ac} = \left(-\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} * e's}{W_{ac}} \right) = 5125.8 \text{ kPa}$$

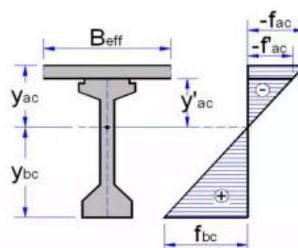
Tegangan beton pada serat atas balok,

$$f'_{ac} = \left(-\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} * e's}{W'_{ac}} \right) = 1381.15 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada serat bawah balok,

$$f_{bc} = \left(-\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff} * e's}{W_{bc}} \right) = -24082.62 \text{ kPa}$$

e. Tegangan Karena Beban Lajur “D” (TD)



Gambar 4. 56 Tegangan Karena Beban Lajur “D” Bentang 34 m

Momen balok karena beban lajur "D",

$$MTD = 3091.54 \text{ kNm}$$

$$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

Tegangan beton pada serat atas pelat,

$$f_{ac} = -\frac{MTD}{W_{ac}} = -5356.562624 \text{ kPa}$$

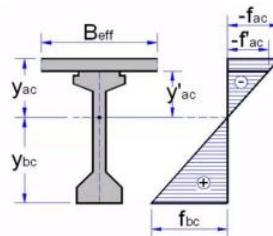
Tegangan beton pada serat atas balok,

$$f'_{ac} = -\frac{MTD}{W'_{ac}} = -3685.036562 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada serat bawah balok,

$$f_{bc} = \frac{MTD}{W_{bc}} = 7681.340659 \text{ kPa}$$

f. Tegangan Karena Gaya Rem (TB)



Gambar 4. 57 Tegangan Karena Gaya Rem Bentang 34 m

Momen balok karena gaya rem

$$MTB = 72.53 \text{ kNm}$$

$$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

Tegangan beton pada serat atas pelat.

$$f_{ac} = -\frac{MTB}{W_{ac}} = -125.6672156 \text{ kPa}$$

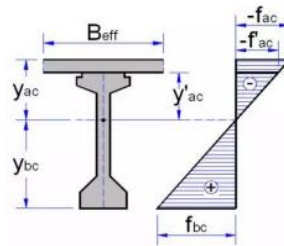
Tegangan beton pada serat atas balok,

$$f'_{ac} = -\frac{MTB}{W'_{ac}} = -86.45251003 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada serat bawah balok,

$$f_{bc} = \frac{MTB}{W_{bc}} = 180.2074875 \text{ kPa}$$

g. Tegangan Karena Beban Angin (EW)



Gambar 4. 58 Tegangan Karena Beban Angin bentang 34 m

Momen balok karena beban rem

$$MEW = 145.33 \text{ kNm}$$

$$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

Tegangan beton pada serat atas pelat.

$$f_{ac} = -\frac{MEW}{W_{ac}} = -251.799280 \text{ kPa}$$

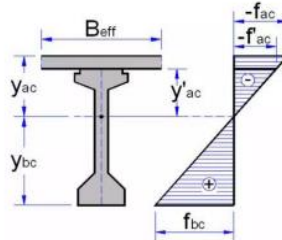
Tegangan beton pada serat atas balok,

$$f'_{ac} = -\frac{MEW}{W'_{ac}} = -173.224 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada serat bawah balok,

$$f_{bc} = \frac{MEW}{W_{bc}} = 361.08157 \text{ kPa}$$

h. Tegangan Karena Beban Gempa (EQ)



Gambar 4. 59 Tegangan Karena Beban Gempa bentang 34 m

Momen balok karena beban gempa

$$MEQ = 540.33 \text{ kNm}$$

$$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.83894 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat.

$$f_{ac} = -\frac{MEQ}{W_{ac}} = -936.197720 \text{ kPa}$$

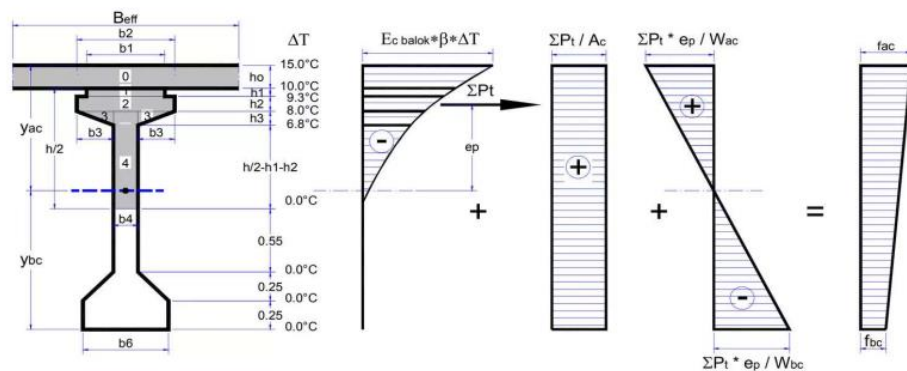
Tegangan beton di serat atas balok,

$$f'_{ac} = -\frac{MEQ}{W'_{ac}} = -644.0553528 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$f_{bc} = \frac{MEQ}{W_{bc}} = 1342.51275 \text{ kPa}$$

i. Tegangan Karena Pengaruh Temperatur (ET)



Gambar 4. 60 Tegangan Karena Pengaruh Temperatur bentang 34 m

Gaya internal karena perbedaan temperatur:

$$Pt = At * E_{balok} * b * \frac{Ta + Tb}{2}$$

Perbedaan temperatur, $\Delta T = 15$

Modulus elastis balok, $E_{girder} = 25332084.40 \text{ kPa}$

Koefisien muai, $b = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}$

$At =$ Luas tampang yang ditinjau

$Ta =$ Perbedaan temperatur gradien bagian atas

$Tb =$ Perbedaan temperatur gradien bagian bawah

$Ac = 0.9987 \text{ m}^2$ $Wac = 0.57715 \text{ m}^3$ $Beff = 1.314 \text{ m}$

$yac = 0.801 \text{ m}$ $W'ac = 0.83894 \text{ m}^3$ $h = 1.70 \text{ m}$

$ybc = 1.149 \text{ m}$ $Wbc = 0.40247 \text{ m}^3$ $h'4 = 0.65 \text{ m}$

Tabel 4. 41 Tegangan pada girder bentang 34m karena pengaruh temperatur

NO	lebar	tebal	Luas	Temperatur			Gaya
	b	h	At	atas	bawah	(Ta+Tb)/2	Pt
	(m)	(m)	(m ²)	Ta (°C)	Tb (°C)	(°C)	(kg)
0	1.31	0.25	0.32845	15	10	12.5	1040.07
1	0.61	0.07	0.0427	10	9.3	9.65	104.38
2	0.80	0.13	0.104	9.3	8	8.65	227.89
3	0.30	0.12	0.036	8	6.8	7.4	67.48
4	0.20	0.65	0.13	8	0	4	131.73
$\Sigma Pt =$							1571.55

Tabel 4. 42 Momen yang terjadi pada girder bentang 34m karena pengaruh temperatur

Lengan terhadap titik berat penampang balok komposit		Momen
	zi	Mpt
	(m)	(kg-cm)
$z0 = yac - h0/2$	0.68	703.239
$z1 = yac - h0 - h1/2$	0.59	61.1834
$z2 = yac - h0 - h1 - h2/2$	0.42	94.835

Lengan terhadap titik berat penampang balok komposit		Momen
	zi	Mpt
	(m)	(kg-cm)
$z3 = yac - h0 - h1 - h2 - h3/2$	0.29	19.6481
$z4 = yac - h0 - h1 - h2 - h3 - h4/2$	-0.09	-12.363
$\Sigma Mpt =$	866.543	

Eksentrisitas, $ep = \Sigma Mpt / \Sigma Pt = 0.551 \text{ m}$

Tegangan yang terjadi karena perbedaan temperatur:

Tegangan beton di serat atas pelat.

$$fca = -E_{balok} \cdot b \cdot \Delta T + \Sigma Pt / Ac + \Sigma Pt \cdot ep / Wac = -724.73 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok,

$$f'ca = -E_{balok} \cdot b \cdot \Delta T + \Sigma Pt / Ac + \Sigma Pt \cdot ep / W'ac = -1193.26 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$fcb = \Sigma Pt / Ac - \Sigma Pt \cdot ep / Wbc = -579.39 \text{ kPa}$$

19. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan

Kualitas Beton: $K - 500 = 33200 \text{ kPa}$

Tegangan izin tekan beton: $Fc' = -0.45 \cdot f_c' = -14940 \text{ kPa}$

Tegangan izin tarik beton: $Fc = 0.5 \cdot \sqrt{f_c'} = 91 \text{ kPa}$

1. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 1

Tabel 4. 43 Perhitungan tegangan terhadap kombinasi 1 girder bentang 34m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB
σ_{ac}	-8625.517	-736.459	-705.38	5125.817	-5356.562	-125.667
σ'_{ac}	-5933.907	-506.645	104.42	1381.145	-3685.036	-86.452
σ_{bc}	12369.0408	1056.086	934.93	-24082.623	7681.340	180.207

ET	EW	EQ	Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
			-10423.77	-14940	OK
			-8726.48	-14940	OK
			-1861.01	-14940	OK

a. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 2

Tabel 4. 44 Perhitungan tegangan terhadap kombinasi 2 girder bentang 34m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB
σ_{ac}	-8625.518	-736.459	-705.385	5125.818	-5356.563	-125.667
σ'_{ac}	-5933.908	-506.646	104.418	1381.146	-3685.037	-86.453
σ_{bc}	12369.041	1056.087	934.933	-24082.623	7681.341	180.207

ET	EW	EQ	Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
-724.735			-11148.51	-14940	OK
-1193.256			-9919.73	-14940	OK
-579.385			-2440.40	-14940	OK

b. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 3

Tabel 4. 45 Perhitungan tegangan terhadap kombinasi 3 girder bentang 34m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB
σ_{ac}	-8625.518	-736.459	-705.385	5125.818	-5356.563	-125.667
σ'_{ac}	-5933.908	-506.646	104.418	1381.146	-3685.037	-86.453
σ_{bc}	12369.041	1056.087	934.933	-24082.623	7681.341	180.207

ET	EW	EQ	Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
	-251.799		-10675.574	-14940	OK
	-173.225		-8899.704	-14940	OK
	361.082		-1499.933	-14940	OK

c. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 4

Tabel 4. 46 Perhitungan tegangan terhadap kombinasi 4 girder bentang 34m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB
σ_{ac}	-8625.518	-736.459	-705.385	5125.818	-5356.563	-125.667
σ'_{ac}	-5933.908	-506.646	104.418	1381.146	-3685.037	-86.453
σ_{bc}	12369.041	1056.087	934.933	-24082.623	7681.341	180.207

ET	EW	EQ	Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
-724.735	-251.799		-11400.31	-14940	OK
-1193.256	-173.225		-10092.96	-14940	OK
-579.385	361.082		-2079.32	-14940	OK

d. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 5

Tabel 4. 47 Perhitungan tegangan terhadap kombinasi 5 girder bentang 34m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB
σ_{ac}	-8625.518	-736.459	-705.385	5125.818		
σ'_{ac}	-5933.908	-506.646	104.418	1381.146		
σ_{bc}	12369.041	1056.087	934.933	-24082.623		

ET	EW	EQ	Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
		-936.198	-5877.742	-14940	OK
		-644.055	-5599.046	-14940	OK
		1342.513	-8380.050	-14940	OK

Kesimpulan :

Dalam semua kombinasi beban yang dianalisis, tidak terbentuk tegangan tarik pada balok prategang. Oleh karena itu, sistem sambungan segmental pada balok dapat dirancang hanya menggunakan epoxy, tanpa memerlukan angkur tambahan untuk menahan gaya tarik.

20. Pembesian End Block

Nilai gaya prategang per kabel akibat *jacking*:

$$P_j = p_0 \times n_s \times P_{bs}$$

Tabel 4. 48 Perhitunga pembesian end block pada girder bentang 34m

No	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		ns	Pbs	po	Pj	Sudut
	Sc (ton)	Dim (mm)	P (ton)	Dim (mm)	strand	(kN)		(kN)	(°)
1	19	265	19	250	19	182.2	0.75	2597.4	5.73
2	19	265	19	250	19	182.2	0.75	2597.4	4.97
3	19	265	19	250	19	182.2	0.75	2597.4	3.19
4	19	265	19	250	19	182.2	0.75	2597.4	1.42

Momen Statis Penampang Balok

Letak titik berat :

$$y_a = 0.883 \text{ m}$$

$$y_b = 0.817 \text{ m}$$

Momen Statis Luasan Bagian Atas (Sxa)

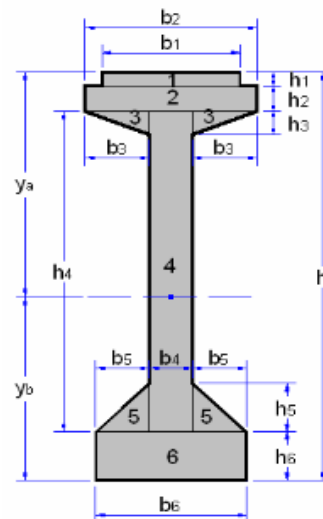
Tabel 4. 49 Momen statis luasan bagian atas girder bentang 34m

No	Lebar	Tinggi	Shape	Luas	Lengan	Momen
	b	h		A	y	A*y
	m	m		m ²	m	m ³
1	0.61	0.07	1	0.043	0.848	0.036
2	0.80	0.13	1	0.104	0.748	0.078
3	0.30	0.12	1	0.036	0.643	0.023
4	0.20	0.683	1	0.137	0.541	0.074
Sxa =						0.211

Momen Statis Luasan Bagian Bawah (Sxb)

Tabel 4. 50 Momen statis luasan bagian bawah girder bentang 34m

No	Lebar	Tinggi	Shape	Luas	Lengan	Momen
	b	h		A	y	A*y
	m	m		m ²	m	m ³
4	0.20	0.567	1	0.113	0.284	0.032
5	0.25	0.25	1	0.063	0.484	0.030
6	0.70	0.25	1	0.175	0.692	0.121
Sxb =						0.184



Gambar 4. 61 Section properties Momen Statis

1. Perhitungan Untuk *Bursting Force*

Perbandingan perbandingan lebar pelat angkur untuk sengkang arah vertikal

$$r_a = a_1/a$$

Perbandingan perbandingan lebar pelat angkur untuk sengkang arah horizontal

$$r_b = b_1/b$$

Bursting force untuk sengkang arah vertikal

$$P_{bta} = 0,30 \cdot (1 - r_a) \cdot P_j$$

Bursting force untuk sengkang arah horizontal

$$P_{btb} = 0,30 \cdot (1 - r_b) \cdot P_j$$

Luas tulangan sengkang arah vertikal yang diperlukan

$$A_{ra} = P_{bta} / (0,85 * f_s)$$

Luas tulangan sengkang arah horizontal yang diperlukan

$$A_{rh} = P_{bth} / (0,85 * f_s)$$

f_s = tegangan izin tarik besi sengkang

Kualitas besi sengkang = U-32

Tegangan leleh besi sengkang, $f_y = 320000$ kPa

Tegangan izin besi sengkang, $f_s = 0,578 * f_y = 184960$ kPa

Digunakan sengkang tertutup berdiameter : 2 D - 13 mm

Luas penampang sengkang :

$$A_s = \left(2 * \frac{\pi}{4} * D^2 \right) = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$= 0,0002 \text{ m}^2$$

Jumlah sengkang vertikal yang diperlukan : $n = A_{ra} / A_s$

Jumlah sengkang horizontal yang diperlukan : $n = A_{rh} / A_s$

Perhitungan Sengkang Arah Vertikal

Tabel 4. 51 Perhitungan sengkang arah vertikal girder bentang 34m

No	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		Pj (kN)
	Sc (ton)	Dim (mm)	P(ton)	Dim (mm)	
1	19	265	19	250	2597.49
2	19	265	19	250	2597.49
3	19	265	19	250	2597.49
4	19	265	19	250	2597.49

a1	a	ra	Pbta	Ara	Jumlah
(mm)	(mm)		(kN)	(m2)	Sengkang
265	340	0.78	171.892721	0.001093354	4
265	340	0.78	171.892721	0.001093354	4
265	340	0.78	171.892721	0.001093354	4
265	340	0.78	171.892721	0.001093354	4

Perhitungan Senggang Arah Horizontal

Tabel 4. 52 Perhitungan senggang arah horizontal girder bentang 34m

NO	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		Pj
	Sc(ton)	Dim (mm)	P(ton)	Dim (mm)	(kN)
1	19	265	19	250	2597.49
2	19	265	19	250	2597.49
3	19	265	19	250	2597.49
4	19	265	19	250	2597.49

b1	b	rb	Pbtb	Arb	Jumlah
(mm)	(mm)		(kN)	(m2)	Senggang
265	340	0.78	171.892721	0.001093354	4
265	340	0.78	171.892721	0.001093354	4
265	340	0.78	171.892721	0.001093354	4
265	340	0.78	171.892721	0.001093354	4

2. Jumlah Senggang Yang Digunakan Untuk *Bursting Force***Tabel 4. 53 Jumlah senggang yang digunakan untuk *bursting force***

NO	Angkur hidup VSL		Angkur MATI VSL		Jumlah
	Sc(ton)	Dim (mm)	P(ton)	Dim (mm)	Senggang
1	19	265	19	265	5
2	19	265	19	265	5
3	19	265	19	265	5
4	19	265	19	265	5

3. Tinjauan Terhadap Geser

$V =$ Gaya geser karena beban

$M =$ Momen karena beban

Eksentrisitas tendon : $e = Y = 4 \cdot f \cdot (X/L^2) \cdot (L-X)$

Sudut kemiringan tendon : $\alpha = \text{ATAN} [4 \cdot f \cdot (L-2 \cdot X)/L^2]$

Komponen gaya arah x $P_x = P_{\text{eff}} \cdot \cos \alpha$

Komponen gaya arah y $P_y = P_{\text{eff}} \cdot \sin \alpha$

Resultan gaya geser, $V_r = V - P_y$

Tegangan geser yang terjadi $\sigma_v = V_r \cdot S_x / (b \cdot I_x)$

Untuk tinjauan geser di atas garis netral :

Tegangan beton di serat atas : $\sigma_a = - P_x / A + P_x \cdot e / W_a - M / W_a$

Sudut bidang geser, $\gamma = 1/2 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot \sigma_v / \sigma_a)$

Jarak sengkang yang diperlukan, $a_s = \sigma_a \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$

Tegangan beton di serat bawah : $\sigma_b = - P_x / A + P_x \cdot e / W_b - M / W_b$

Sudut bidang geser, $\gamma = 1/2 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot \sigma_v / \sigma_b)$

Jarak sengkang yang diperlukan, $a_s = \sigma_b \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$

A_t = luas tulangan geser,

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berdiameter $D = 13$

$$A_t = \pi/4 \cdot D^2 = 132.665 \text{ mm}^2$$

4. Resume Persamaan Untuk Tinjauan Geser

$$1 \quad e = Y = 4 \cdot f \cdot (X/L^2) \cdot (L-X)$$

$$2 \quad \alpha = \text{ATAN} [4 \cdot f \cdot (L-2 \cdot X) / L^2]$$

$$3 \quad P_x = P_{eff} \cdot \cos \alpha$$

$$4 \quad P_y = P_{eff} \cdot \sin \alpha$$

$$5 \quad V_r = V - P_y$$

$$6 \quad \sigma_v = V_r \cdot S_x / (b \cdot I_x)$$

$$7 \quad \sigma_a = - P_x / A + P_x \cdot e / W_a - M / W_a$$

$$8 \quad \gamma = 1/2 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot \sigma_v / \sigma_a)$$

$$9 \quad a_s = \sigma_a \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$$

atau

$$7' \quad \sigma_b = - P_x / A + P_x \cdot e / W_b - M / W_b$$

$$8' \quad \gamma = 1/2 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot \sigma_v / \sigma_b)$$

$$9' \quad a_s = \sigma_b \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$$

$$A_t = 0.000132665 \text{ m}^2$$

$$f = 0.677 \text{ m}$$

$$L = 34.00 \text{ m}$$

$$P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$$

$$b = 0.3 \text{ m}$$

$$A = 0.670 \quad \text{m}^2$$

$$I_x = 0.23691 \quad \text{m}^4$$

$$S_x = 0.197296298 \quad \text{m}^3$$

$$W_a = 0.26845 \quad \text{m}^3$$

$$W_b = 0.28981 \quad \text{m}^3$$

a. Tinjauan Geser Di Atas Garis Netral

Tabel 4. 54 Perhitungan geser di atas garis netral girder bentang 34 m

x	Kombinasi Layan 3	
	Momen	Geser
m	kNm	kN
0	0.00	879.31
1	855.05	830.78
2	1661.56	782.24
3	2419.53	733.71
4	3128.97	685.17
5	3789.87	636.63
6	4402.23	588.10
7	4966.06	539.56
8	5481.35	491.02
9	5948.11	442.49
10	6366.33	393.95
11	6736.01	345.41
12	7057.16	296.88
13	7329.77	248.34
14	7553.84	199.81
15	7729.38	151.27
16	7856.38	102.73
17	7934.85	54.20

Persamaan								
e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_a (7)	γ (8)	as (9)
m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
0.0	0.1	6843.4	545.4	333.9	926.8	-10211.0	-0.1	0.1
0.1	0.1	6845.9	513.5	317.2	880.6	-11427.0	-0.1	0.1
0.2	0.1	6848.2	481.6	300.6	834.5	-12580.3	-0.1	0.1
0.2	0.1	6850.4	449.6	284.1	788.5	-13671.0	-0.1	0.1
0.3	0.1	6852.4	417.7	267.5	742.6	-14699.5	-0.1	0.2
0.3	0.1	6854.3	385.6	251.0	696.8	-15665.9	0.0	0.2
0.4	0.1	6856.0	353.6	234.5	651.0	-16570.4	0.0	0.3
0.4	0.0	6857.6	321.5	218.0	605.3	-17413.2	0.0	0.4
0.5	0.0	6859.0	289.4	201.6	559.6	-18194.4	0.0	0.5
0.5	0.0	6860.3	257.3	185.2	514.0	-18914.3	0.0	0.6
0.6	0.0	6861.4	225.2	168.8	468.5	-19572.9	0.0	0.8
0.6	0.0	6862.4	193.0	152.4	423.0	-20170.4	0.0	1.0
0.6	0.0	6863.2	160.9	136.0	377.5	-20706.9	0.0	1.3
0.6	0.0	6863.9	128.7	119.6	332.1	-21182.4	0.0	1.8
0.7	0.0	6864.4	96.6	103.3	286.6	-21597.0	0.0	2.5
0.7	0.0	6864.8	64.4	86.9	241.2	-21950.8	0.0	3.7
0.7	0.0	6865.0	32.2	70.5	195.8	-22243.8	0.0	5.7
0.7	0.0	6865.1	0.0	54.2	150.4	-22476.1	0.0	9.9

b. Tinjauan Geser di Bawah Garis Netral

Tabel 4. 55 Perhitungan geser di bawah garis netral girder bentang 34 m

x	Kombinasi Layan 3	
	Momen	Geser
m	kNm	kN
0	0.00	879.31
1	855.05	830.78
2	1661.56	782.24
3	2419.53	733.71
4	3128.97	685.17
5	3789.87	636.63
6	4402.23	588.10

x	Kombinasi Layan 3	
	Momen	Geser
m	kNm	kN
7	4966.06	539.56
8	5481.35	491.02
9	5948.11	442.49
10	6366.33	393.95
11	6736.01	345.41
12	7057.16	296.88
13	7329.77	248.34
14	7553.84	199.81
15	7729.38	151.27
16	7856.38	102.73
17	7934.85	54.20

Persamaan								
e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_a (7)	γ (8)	as (9)
m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
0.0	0.1	6843.4	545.4	333.9	926.8	-10211.0	-0.1	0.1
0.1	0.1	6845.9	513.5	317.2	880.6	-11337.7	-0.1	0.1
0.2	0.1	6848.2	481.6	300.6	834.5	-12406.2	-0.1	0.1
0.2	0.1	6850.4	449.6	284.1	788.5	-13416.8	-0.1	0.1
0.3	0.1	6852.4	417.7	267.5	742.6	-14369.7	-0.1	0.2
0.3	0.1	6854.3	385.6	251.0	696.8	-15265.0	0.0	0.2
0.4	0.1	6856.0	353.6	234.5	651.0	-16103.1	0.0	0.3
0.4	0.0	6857.6	321.5	218.0	605.3	-16883.9	0.0	0.3
0.5	0.0	6859.0	289.4	201.6	559.6	-17607.8	0.0	0.4
0.5	0.0	6860.3	257.3	185.2	514.0	-18274.7	0.0	0.6
0.6	0.0	6861.4	225.2	168.8	468.5	-18884.9	0.0	0.7
0.6	0.0	6862.4	193.0	152.4	423.0	-19438.5	0.0	0.9
0.6	0.0	6863.2	160.9	136.0	377.5	-19935.5	0.0	1.2
0.6	0.0	6863.9	128.7	119.6	332.1	-20376.0	0.0	1.7
0.7	0.0	6864.4	96.6	103.3	286.6	-20760.1	0.0	2.3
0.7	0.0	6864.8	64.4	86.9	241.2	-21087.9	0.0	3.4

Persamaan								
e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_a (7)	γ (8)	as (9)
m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
0.7	0.0	6865.0	32.2	70.5	195.8	-21359.3	0.0	5.3
0.7	0.0	6865.1	0.0	54.2	150.4	-21574.5	0.0	9.1

c. Jarak Senggang Yang Digunakan

Tabel 4. 56 Perhitungan jarak senggang yang digunakan pada girder bentang 34m

x (m)	Jarak Senggang D13		
	Tinjauan geser 1	Tinjauan geser 2	Jarak yang diambil (mm)
0	0.04341	0.043412036	50
1	0.06162	0.06056603	50
2	0.08468	0.082151393	50
3	0.11368	0.109153254	100
4	0.15002	0.142872513	100
5	0.19562	0.185055733	100
6	0.25309	0.238091859	100
7	0.32605	0.305318194	100
8	0.41972	0.391510956	150
9	0.54176	0.503699583	150
10	0.70384	0.652574166	150
11	0.92438	0.855036532	150
12	1.23392	1.13909494	150
13	1.68611	1.553929698	200
14	2.38227	2.192464769	200
15	3.53315	3.247959478	200
16	5.63873	5.178889113	200
17	10.13802	9.304815928	200

21. Perhitungan Penghubung Geser (*Shear Conector*)

Tegangan geser horizontal karena gaya lintang pada penampang yang ditinjau dihitung dengan rumus :

$$f_v = V_i * S_x / (b_v * I_{xc})$$

V_i = Gaya lintang pada penampang yang ditinjau

S_x = Momen statis luasan pelat terhadap titik berat penampang komposit

$$S_x = b_{eff} * h_o * (y_{ac} - h_o / 2)$$

b_v = Lebar bidang gesek (lebar bidang kontak antara pelat dan balok)

b_{eff} = Lebar aktual pelat

h_o = tebal pelat

I_{xc} = Inersia penampang balok komposit

Luas total shear connector

$$A_s = n_s * A_s$$

n_s = Jumlah shear connector

A_s = Luas satu shear connector

Jarak antara shear connector

$$a_s = f_s * A_s * k_f / (f_v * b_v) =$$

k_f = Koefisien gesek pada bidang kontak (1-1,14)

f_s = Tegangan izin besi shear connector

$$f_s = 0,578 * f_y$$

f_{ci} = Tegangan izin beton balok komposit

Jika $f_v > 0,2 * f_{ci}$

Maka penampang harus diperbesar

Dimension :

$$b_{eff} = 1.31 \quad m$$

$$h_o = 0.25 \quad m$$

$$b_v = 0.80 \quad m$$

Section properties

$$y_{ac} = 0.8011 \quad m$$

$$I_{xc} = 0.46238 \quad m^4$$

Kualitas beton K- 500

$$\text{Kuat tekan beton} \quad f_c' = 0,83 * K * 100 = 41500 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan izin beton} \quad f_{ci} = 0,30 * f_c' = 12450 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan izin geser} \quad f_{vi} = 0,20 * f_c' = 8300 \text{ kPa}$$

Kualitas Besi U- 39
 Tegangan leleh $f_y = U \cdot 10000 = 390000 \text{ kPa}$
 Tegangan izin $f_s = 0,578 \cdot f_y = 225420 \text{ kPa}$
 $k_f = 1$

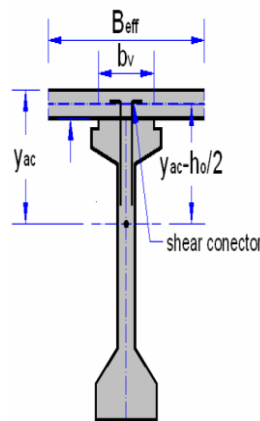
Untuk shear connector digunakan tulangan D- 13

Jumlah besi tulangan $n_s = 2$

$$A_s = \pi/4 \cdot D^2 = 0.000133 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = n_s \cdot A_s = 0.00027 \text{ m}^2$$

$$S_x = b_{eff} \cdot h_o \cdot (y_{ac} - h_o/2) = 0.22209 \text{ m}^3$$



Gambar 4. 62 Shear Conector PCI Girder Bentang 34 m

Perhitungan Jarak Shear Conector

Tabel 4. 57 Perhitungan jarak shear conector

x (m)	KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	Kontrol
	V_i	V_i	V_i	f_v	f_v	f_v	
	kNm	kNm	kNm	kPa	kPa	kPa	
0	1409.57	945.35	879.31	846.29	567.58	527.93	AMAN
1	1333.82	893.73	830.78	800.81	536.58	498.79	AMAN
2	1258.08	842.10	782.24	755.34	505.59	469.65	AMAN
3	1182.34	790.48	733.71	709.86	474.59	440.51	AMAN

x (m)	KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	Kontrol
	Vi	Vi	Vi	fv	fv	fv	< fvi
	kNm	kNm	kNm	kPa	kPa	kPa	
4	1106.60	738.86	685.17	664.39	443.60	411.37	AMAN
5	1030.85	687.23	636.63	618.91	412.61	382.23	AMAN
6	955.11	635.61	588.10	573.44	381.61	353.09	AMAN
7	879.37	583.99	539.56	527.96	350.62	323.94	AMAN
8	803.63	532.36	491.02	482.49	319.62	294.80	AMAN
9	727.88	480.74	442.49	437.01	288.63	265.66	AMAN
10	652.14	429.11	393.95	391.54	257.63	236.52	AMAN
11	576.40	377.49	345.41	346.06	226.64	207.38	AMAN
12	500.66	325.87	296.88	300.59	195.65	178.24	AMAN
13	424.91	274.24	248.34	255.11	164.65	149.10	AMAN
14	349.17	222.62	199.81	209.64	133.66	119.96	AMAN
15	273.43	170.99	151.27	164.16	102.66	90.82	AMAN
16	197.69	119.37	102.73	118.69	71.67	61.68	AMAN
17	121.94	67.75	54.20	73.21	40.67	32.54	AMAN

KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	Diambil jarak
as	as	as	
m	m	m	mm
0.088	0.132	0.142	150
0.093	0.139	0.150	150
0.099	0.148	0.159	150
0.105	0.158	0.170	200
0.113	0.169	0.182	200
0.121	0.181	0.196	200

KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	Diambil jarak
as	as	as	
m	m	m	mm
0.130	0.196	0.212	200
0.142	0.213	0.231	200
0.155	0.234	0.254	250
0.171	0.259	0.281	250
0.191	0.290	0.316	250
0.216	0.330	0.361	250
0.249	0.382	0.419	250
0.293	0.454	0.501	300
0.357	0.559	0.623	300
0.455	0.728	0.823	300
0.630	1.043	1.212	300
1.021	1.838	2.298	300

22. Lendutan Balok

1. Lendutan Pada Balok Prestress (Sebelum Komposit)

$$E_{\text{balok}} = 35669972.51 \text{ kPa}$$

$$I_{xc} = 0.46238 \text{ m}^4$$

$$I_x = 0.23691 \text{ m}^4$$

$$e's = 1.009 \text{ m}$$

$$L = 34.00 \text{ m}$$

$$e_s = 0.677 \text{ m}$$

a. Lendutan Pada Keadaan Awal (Transfer)

$$L/240 = 0.141666667 \text{ m}$$

$$P_{t1} = 7251.24 \text{ kN}$$

$$M_{\text{balok}} = 2469.52 \text{ kNm}$$

$$Q_{pt1} = 8 \cdot P_{t1} \cdot e_s / L^2 = 34.00 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{balok}} = 8 \cdot M_{\text{balok}} / L^2 = 17.09 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 \cdot (-Q_{pt1} + Q_{\text{balok}}) \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) = -0.03481149 \text{ m}$$

$$< L/240 \dots (\text{OK}) \quad \text{ke atas}$$

b. Lendutan Setelah Loss Of Prestress

$$P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$$

$$M_{balok} = 2469.52 \text{ kNm}$$

$$Q_{Peff} = 8 * P_{eff} * e_s / L_2 = 32.18659093 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok} = 8 * M_{balok} / L_2 = 19.19 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{Peff} + Q_{balok}) * L^4 / (E_{balok} * I_x) = -0.00150201 \text{ m}$$

$$< L/240 \dots (\text{OK}) \quad \text{ke atas}$$

c. Lendutan Setelah Pelat Selesai Dicor (Beton Muda)

$$P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$$

$$M_{balok+pelat} = 4140.30 \text{ kNm}$$

$$Q_{Peff} = 8 * P_{eff} * e_s / L_2 = 32.18659093 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+pelat} = 8 * M_{balok+pelat} / L_2 = 28.6526 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{Peff} + Q_{balok+pelat}) * L^4 / (E_{balok} * I_x) = -0.00727655 \text{ m}$$

$$< L/240 \dots (\text{OK}) \quad \text{ke atas}$$

d. Lendutan Setelah Pelat Dan Balok Menjadi Komposit

$$P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$$

$$M_{balok+pelat} = 4140.30 \text{ kNm}$$

$$Q_{Peff} = 8 * P_{eff} * e_s / L_2 = 47.930 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+pelat} = 8 * M_{balok+pelat} / L_2 = 28.653 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{Peff} + Q_{balok+pelat}) * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = -0.020337515 \text{ m}$$

$$< L/240 \dots (\text{OK}) \quad \text{ke atas}$$

2. Lendutan Pada Balok Komposit

Section Properties

$$E_{balok} = 35669972.51 \text{ kPa}$$

$$I_{xc} = 0.46238 \text{ m}^4$$

$$L = 34.00 \text{ m}$$

$$P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$$

$$e_s = 1.009 \text{ m}$$

$$A_c = 0.9987 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.57715 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.40247 \text{ m}^3$$

- a. Lendutan Karena Berat Sendiri (MS)

$$Q_{MS} = 34.451 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{MS} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.036345945 \text{ m, ke bawah}$$

- b. Lendutan Karena Beban Mati Tambahan (MA)

$$Q_{MA} = 2.942 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{MA} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.00310327 \text{ m, ke bawah}$$

- c. Lendutan Karena Prestress (PR)

$$Q_{peff} = 32.187 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{peff}) * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = -0.033956712 \text{ m, ke atas}$$

- d. Lendutan Karena Susut Dan Rangkak (SR)

- 1) Lendutan Karena Susut (Shrinkage)

$$P_s = 1220.665 \text{ kN}$$

$$e' = 0.676 \text{ m}$$

$$Q_{Ps} = 8 * P_s * e' / L^2 = 5.712 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{peff}) * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = -0.006025895 \text{ m ke atas}$$

- 2) Lendutan Karena Rangkak (*Creep*)

Lendutan balok setelah pelat lantai selesai dicor (beton muda),

$$\delta_1 = -0.00727655 \text{ m}$$

Lendutan balok setelah pelat lantai dan balok menjadi komposit,

$$\delta_2 = -0.020337515 \text{ m}$$

Lendutan karena rangkak,

$$\delta = \delta_1 - \delta_2 = 0.013060965 \text{ m}$$

Lendutan (superposisi) karena susut dan rangkak,

$$\delta = 0.00703507 \text{ m ke bawah}$$

- e. Lendutan Karena Beban Lajur "D" (TD)

$$Q_{TD} = 13.93 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = 126.91 \text{ kN}$$

$$\delta = (1/48 * P_{TD} * L^3 / (E_{balok} * I_{xc})) + (5/384 * Q_{MA} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}))$$

$$= 0.02099615 \text{ m ke bawah}$$

- f. Lendutan Karena Beban Rem (TB)

$$MTB = 145.06 \text{ kNm}$$

$$\delta = 0,0642 * MTB * L^2 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.000652723 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

g. Lendutan Karena Pengaruh Temperatur (ET)

$$\sum P_t = 1571.55 \text{ kN} \quad e_p = 0.551 \text{ m}$$

$$\delta = 0,0642 * \sum P_t * e_p * L^2 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.003899232 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

h. Lendutan Karena Beban Angin (EW)

$$Q_{EW} = 1.006 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{EW} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.001061024 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

i. Lendutan Karena Beban Gempa (EQ)

$$Q_{EQ} = 3.739 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{EQ} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.003944921 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

23. Kontrol Lendutan Balok Terhadap Kombinasi Beban

KUAT 1

Lend.	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET	EW	EQ
δ	0.0363	0.0031	-0.0340	0.0070	0.0210	0.0007			

Lend. Komb	Keterangan		
0.034176446	AMAN	$L/240 =$	0.14

LAYAN 1

Lend.	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET	EW	EQ
δ	0.036	0.003	-0.034	0.007	0.021	0.001	0.004		

Lend. Komb	Keterangan		
0.038075678	AMAN	$L/240 =$	0.14

LAYAN 3

Lend.	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET	EW	EQ
δ	0.0363	0.0031	-0.0340	0.0070	0.0210	0.0007		0.0011	

Lend. Komb	Keterangan		
0.03523747	AMAN	$L/240 =$	0.14

EKSTREM 1

Lend.	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET	EW	EQ
δ	0.0363	0.0031	-0.0340	0.007					0.0039

Lend. Komb	Keterangan		
0.016472494	AMAN	$L/240 =$	0.14

24. Tinjauan Ultimit Balok Prestress

1. Kapasitas Momen Balok

Modulus elastisitas besi prategang (strands) ASTM A-416 Grade 270

$E_s = 193000 \text{ Mpa}$

Jumlah strand $n_s = 64$ buah

Luas tampang nominal satu strand $A_{st} = 0.0000987 \text{ m}^2$

Tegangan leleh tendon besi prategang $f_{py} = 1674 \text{ Mpa}$

Luas tampang tendon besi prategang $A_{ps} = 0.0063168 \text{ m}^2$

Kualitas beton K -500 $f_c' = 41.5 \text{ Mpa}$

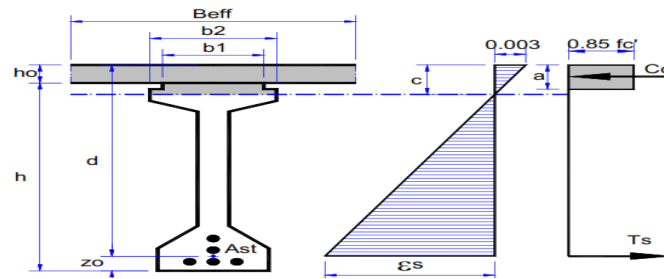
Kuat leleh besi prestress (fps) pada keadaan ultimit ditetapkan sebagai berikut

Untuk nilai, $L/H \leq 35$:

$$f_{ps} = f_{eff} + 150 + f_c' / (100 \cdot \rho_p) \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} \text{ harus } \leq f_{eff} + 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{dan harus } \leq 0,8 \cdot f_{py}$$



Gambar 4. 63 Kapasitas momen balok girder bentang 34m

$b1 =$	0.61	m	$h1 =$	0.07	m
$b2 =$	0.8	m	$h2 =$	0.13	m
$b3 =$	0.3	m	$h3 =$	0.12	m
$b4 =$	0.2	m	$h4 =$	1.25	m
$b5 =$	0.25	m	$h5 =$	0.25	m
$b6 =$	0.7	m	$h6 =$	0.25	m
$Beff =$	1.314	m	$h =$	1.7	m
			$ho =$	0.25	m

dengan

$L =$ Panjang bentang balok $H = h + ho = 1.95$ m

Panjang bentang balok prategang $L = 34.00$ m

Gaya prestress aktif(setelah loss of prestress)

$$Pe_{ff} = 6865.11 \text{ kN}$$

Tegangan aktual besi prestress

$$f_{eff} = Pe_{ff} / A_{ps} \cdot 10^{-3} = 1086.80 \text{ Mpa}$$

Luas penampang balok prategang komposit $A_c = 0.9987 \text{ m}^2$

Perbandingan luas penampang besi prestress

$$\rho_p = A_{ps} / A_c = 0.006325288$$

$$\frac{L}{H} = 17.43589744 \leq 35 \dots OK$$

$$f_{ps} = \left(f_{eff} + 150 + \frac{f_{c'}}{100 \cdot \rho_p} \right) = 1302.41166 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = (f_{eff} + 400) = 1486.80 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = (0.8 \cdot f_{py}) = 1339.2 \text{ Mpa}$$

Dari ketiga hasil tersebut, dipilih $f_{ps} = 1339.2$ Mpa, sebagai tegangan baja prategang yang digunakan.

untuk $f_c' > 30$ Mpa, digunakan $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30) / 7$

Karena $f_c' = 41.5$ Mpa, maka dihitung:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30) / 7 = 0.767857143$$

Nilai β_1 memenuhi syarat karena tidak kurang dari 0,65

Jarak titik berat tendon besi prategang terhadap alas balok,

$$z_o = 0.14 \text{ m}$$

Tinggi aktual balok,

$$d = h + h_o - z_o = 2.09 \text{ m}$$

Kuat tekanan beton,

$$f_c' = 41500 \text{ kPa} \quad f_{ps} = 1339200 \text{ kPa}$$

Gaya tarik pada besi prategang,

$$T_s = A_{ps} \cdot f_{ps} = 8459.45856 \text{ kN}$$

diperkirakan $a < (h_o + h_1)$ $h_o + h_1 = 0.32 \text{ m}$

Gaya tekan tendon

$$C_c = [B_{eff} \cdot h_o + b_1 \cdot (a - h_o)] \cdot 0,85 \cdot f_c'$$

$$C_c = T_s = 8459.45856 \text{ kN}$$

Maka, $a = [T_s / (0,85 \cdot f_c' - B_{eff} \cdot h_o)] / b_1 + h_o = 0.104682828$

$a < h_o + h_1$ perkiraan benar (OK)

Jarak netral terhadap sisi atas, $c = a / \beta_1 = 0.136331125 \text{ m}$

Regangan besi prestress

$$\epsilon_{ps} = 0,003 \cdot (d - c) / c = 0.02977237 < 0.03 \text{ (OK)}$$

$C_c =$ Gaya internal tekan beton

$A_i =$ Luas penampang tekan beton

$y_i =$ Jarak pusat berat penampang tekan beton terhadap pusat berat besi prestress

Gaya internal tekan beton $C_c = \sum (A_i \cdot 0,85 \cdot f_c')$

Momen nominal $M_n = \sum (A_i \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot y_i)$

Gaya Tekan Beton Dan Momen Nominal

Tabel 4. 58 Perhitungan gaya tekan beton dan momen nominal girder bentang 34m

No	Lebar	Tinggi	Luas	Gaya	Lengan	y	Momen
	m	m	m ²	kN		m	kNm
1	1.314	0.25	0.32845	11586.3571	$y = d - h_o/2$	1.965	22767.1918
2	0.61	0.07	0.0427	1506.2425	$y = d - h_o - (a - h_o)/2$	1.913	2880.9276
$C_c = T_s =$				13092.5996	Momen nominal, $M_n =$		25648.1194

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0.9$

Kapasitas momen ultimit balok prestress, $\phi * M_n = 23083.30749 \text{ kNm}$

2. Momen Ultimit Balok

a. Momen Karena Susut dan Rangkak

Gaya internal karena susut $P_s = 1220.665 \text{ kN}$

Eksentrisitas $e' = 0.676 \text{ m}$

Momen karena susut $M_s = -P_s * e' = -825.3511774 \text{ kNm}$

Momen karena rangkak $M_R = (P_i - P_{eff}) * e_s' = 866.67 \text{ kNm}$

Momen susut + rangkak $M_{SR} = M_s + M_R = 41.32 \text{ kNm}$

b. Momen Karena Pengaruh Temperatur

Gaya internal karena perbedaan temperatur $P_t = 1571.547 \text{ kN}$

Eksentrisitas $e_p = 0.551 \text{ m}$

Momen karena pengaruh temperatur $M_{ET} = P_t * e_p = 866.543 \text{ kNm}$

c. Momen Karena Prategang

Gaya prategang efektif $P_{eff} = 6865.11 \text{ kN}$

Eksentrisitas tendon $e_s' = 1.009 \text{ m}$

Momen karena gaya prategang, $M_{PR} = -P_{eff} * e_s' = -6925.877175 \text{ kNm}$

Resume Momen Balok

Tabel 4. 59 Resume momen balok pada girder bentang 34m

			Daya Layan		Kondisi Ultimit	
Aksi/Beban	Faktor Beban ultimit		Momen		Momen Ultimit	
			Momen	kNm	Mu	kNm
A. Aksi tetap						
Berat sendiri	KMS	1.3	MMS	4978.21	KMS*MMS	6471.6723
Beban mati tambahan	KMA	2	MMA	425.05	KMA*MM A	850.0935
Susut dan rangkak	KSR	1	MSR	41.32	KSR*MSR	41.31931
Prategang	KPR	1	MPR	-6925.87	KPR*MPR	-6925.87
B. Aksi Transien						
Beban lajur "D"	KTD	2	MTD	3091.54	KTD*MTD	6183.07
Gaya rem	KTB	2	MTB	72.53	KTB*MTB	145.0574
C. Aksi temperatur						
Pengaruh temperatur	KET	1.2	MET	866.543	KET*MET	1039.851
Beban angin	KEW	1.2	MEW	145.33	KEW*MEW	174.3908
Beban gempa	KEQ	1	MEQ	540.33	KEQ*MEQ	540.3256

3. Kontrol Kombinasi Momen Ultimit

Kapasitas momen balok $\mu = \phi * M_n = 23083.30749 \text{ kNm}$

KUAT 1

MS	MA	SR	PR	TD	TB	MU KOMB	KET (<Mu)
6471.7	850.1	41.3	-6925.9	6183.1	145.1	6765.3	AMAN

LAYAN 1

MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET	MU KOMB	KET (<Mu)
6471.7	850.1	41.3	-6925.9	6183.1	145.1	1039.9	7805.2	AMAN

LAYAN 3

MS	MA	SR	PR	TD	TB	EW	MU KOMB	KET (<Mu)
6471.7	850.1	41.3	-6925.9	6183.1	145.1	174.4	6939.7	AMAN

EKSTREM 1

MS	MA	SR	PR	TD	EQ	MU KOMB	KET (<Mu)
6471.7	850.1	41.3	-6925.9	6183.1	540.3	7160.6	AMAN

4.2.6 Girder Bentang 49,7 m

Pada tugas akhir ini direncanakan girder dengan bentang 49,7 m dengan tinggi girder 2,1 m

1. Data jembatan

Tabel 4. 60 Data jembatan girder bentang 49,7m

Uraian	Notasi	Dimensi (m)
Panjang balok prategang	L	49.70
Jarak antar balok	s	1.85
Tebal pelat jembatan	h_0	0.25
Tebal aspal	h_a	0.05
Genangan air hujan	t_h	0.05

Spesifik Gravity

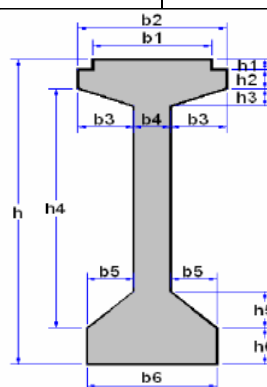
Tabel 4. 61 Spesifik gravity girder bentang 49,7m

Uraian	Notasi	Berat (kN/m ³)
Beton prategang	W_c	25.50
Beton bertulang	W_c'	25.00
Beton	W_c''	24.00
Aspal	W_{aspal}	22.00
Air hujan	W_{air}	9.80

Data Balok Prategang

Tabel 4. 62 Data balok prategang bentang 49,7m

Kode	Lebar (m)	Kode	Lebar (m)
b_1	0.64	h_1	0.07
b_2	0.80	h_2	0.13
b_3	0.30	h_3	0.12
b_4	0.20	h_4	1.65
b_5	0.25	h_5	0.25
b_6	0.70	h_6	0.25
	H	2.1	m



Gambar 4. 64 Balok Prategang $h = 2,1$ m

2. Girder beton prategang

Kualitas beton girder prestress K - 800

Kuat tekan beton $f_c' = 0,83 * K/10 = 66.40 \text{ MPa}$

Kuat tekan beton transfer $f_c' = 0,8 * f_c = 53.12 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton $E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} = 38298.51172 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton transfer $E_c = 4700 * \sqrt{f_{ct}'} = 34255.23026 \text{ MPa}$

Angka Poisson $\nu = 0.15$

Modulus geser $G = E_c/[2*(1 + \nu)] = 16652$

Koefisien muai panjang untuk beton, $\alpha = 0.00001$

Kuat tekan beton pada keadaan awal (saat transfer)

$f_{ci}' = 0,80 * f_c' = 53.12 \text{ MPa}$

Tegangan izin beton saat penarikan

izin tekan $0,6 * f_{ci}' = 31.87 \text{ MPa}$

izin tarik $0,5 * \sqrt{f_{ci}'} = 3.64 \text{ MPa}$

Tegangan izin beton pada keadaan akhir

izin tekan $0,45 * f_{ci}' = 23.90 \text{ MPa}$

izin tarik $0,55 * \sqrt{f_{ci}'} = 4.01 \text{ Mpa}$

3. Beton pelat lantai jembatan

Kualitas Beton = K – 350, $f_c' = 29.05 \text{ MPa}$

Modulus elastik $E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} = 25332.08 \text{ Mpa}$

4. Data *strand cables* – Standar *Vsl*

Tabel 4. 63 Data *strand cable* girder bentang 49,7m

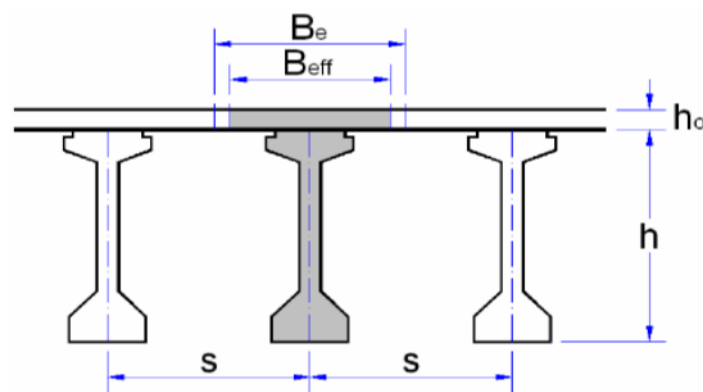
Data <i>Strands Cable</i> - Standar VSL				
Jenis strands	Uncoate 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270			
Tegangan leleh strand	$f_{py} =$	1674	MPa	
Kuat tarik strand	$f_{pu} =$	1860	MPa	
Diameter nominal strand		12.7	mm	(=0,5")

Data <i>Strands Cable</i> - Standar VSL				
Luas tampang nominal satu strand	$A_{st} =$	98.7	mm ²	
Beban putus minimal satu strand	$P_{bs} =$	183.7	kN	(100% UTS)
Jumlah kawat untai (strands cable)		22	kawat untai / tendon	
Diameter selubung ideal		90	mm	
Luas tampang strands		1875.3	mm ²	
Beban putus satu tendon	$P_{b1} =$	4041.4	kN	(100% UTS)
Modulus elastis strands	$E_s =$	193000	MPa	
Tipe dongkrak		VSL-19		

5. Besi tulangan

Untuk tulangan dengan $D > 13 \text{ mm}$	U-	39
Tegangan leleh besi	$f_y = U \cdot 10 =$	390 MPa
Untuk tulangan dengan $D < 13 \text{ mm}$	U-	24
Tegangan leleh besi	$f_y = U \cdot 10 =$	240 MPa

6. Penentuan lebar efektif tulangan



Gambar 4. 65 Lebar efektif bentang 49,7 m

Lebar efektif (Be) diambil nilai terkecil dari :

$$L/4 = 12.43 \text{ m}$$

$$s = 1.85 \text{ m}$$

$$12 \cdot h_0 = 3.00 \text{ m}$$

Diambil lebar efektif pelat lantai, $Be = 1.85 \text{ m}$

Kuat tekan beton pelat lantai,

$$f'_c (\text{pelat}) = 0.83 \cdot K (\text{pelat}) / 10 = 29.05 \text{ MPa}$$

Kuat tekan beton girder prategang,

$$f'_c (\text{balok}) = 0.83 \cdot K (\text{balok}) / 10 = 66.40 \text{ MPa}$$

Modulus elastik pelat beton,

$$E_{\text{pelat}} = 4700 \cdot \sqrt{f'_c (\text{pelat})} = 25332.0844 \text{ MPa}$$

Modulus elastik balok girder prategang,

$$E (\text{balok}) = 0.043 \cdot (w_c)^{1.5} \cdot \sqrt{F_c' (\text{balok})} = 45119.34288 \text{ MPa}$$

Nilai perbandingan modulus elastik pelat dan balok,

$$n = E_{\text{pelat}} / E_{\text{balok}} = 0.561$$

Jadi lebar pengganti beton pelat lantai jembatan,

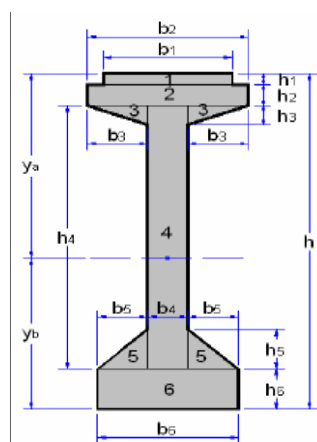
$$B_{\text{eff}} = n \cdot Be = 1.039 \text{ m}$$

Agar proses transportasi lebih mudah, balok prategang dibagi menjadi beberapa segmen dengan berat masing-masing tidak lebih dari 80 kN. Segmen tersebut diangkut menggunakan truk berkapasitas 80 kN, lalu dirangkai kembali di lokasi proyek.

1. *Section Properties* Girder Prategang

Tabel 4. 64 Section properties girder bentang 49,7m

No	Dimensi		Luas	Jarak thd	Statis	Inertia	Inersia
	Lebar	Tinggi	Tampang	Alas	Momen	Momen	Momen
	(b)	(h)	(A)	y	A * y	A * y ²	Io
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
1	0.64	0.07	0.0448	2.065	0.09251	0.19104	0.00002
2	0.80	0.13	0.1040	1.965	0.20436	0.40157	0.00015
3	0.30	0.12	0.0360	1.860	0.06696	0.12455	0.00003
4	0.20	1.65	0.3300	1.075	0.35475	0.38136	0.07487
5	0.25	0.25	0.0625	0.333	0.02083	0.00694	0.00022
6	0.70	0.25	0.1750	0.125	0.02188	0.00273	0.00091
		Total	0.752		0.761	1.108	0.076

**Gambar 4. 66 Section Properties bentang 49,7 m**

Tinggi balok prategang, $h = 2.10 \text{ m}$

Luas penampang balok prategang, $A = 0.7523 \text{ m}^2$

Letak titik berat, $y_b = \sum A * y / \sum A = 1.012 \text{ m}$

$h_0 = 0.25 \text{ m}$

$$B_{eff} = 1.039 \text{ m}$$

$$y_a = h - y_b = 1.088 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok,

$$I_b = \sum A * y^2 + \sum I_0 = 1.18438 \text{ m}^4$$

Momen inersia terhadap titik berat balok,

$$I_x = I_b - A * y_b^2 = 0.41399 \text{ m}^4$$

Tahanan momen sisi atas,

$$W_a = I_x / y_a = 0.38049 \text{ m}^3$$

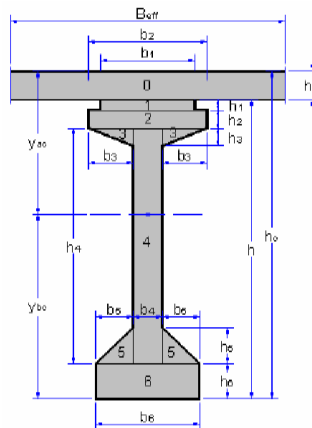
Tahanan momen sisi bawah,

$$W_b = I_x / y_b = 0.40910 \text{ m}^3$$

2. *Section Properties* Balok Komposit (Balok Prategang+Pelat)

Tabel 4. 65 Section properties balok komposit girder bentang 49,7m

No	Dimensi		Luas	Jarak thd	Statis	Inertia	Inersia
	Lebar	Tinggi	Tampang	Alas	Momen	Momen	Momen
	(b)	(h)	(A _c)	y	A _c * y	A _c * y ²	I _{co}
	(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
0	1.04	0.25	0.2597	2.2250	0.5778	1.28552	0.00135
1	0.64	0.07	0.0448	2.065	0.09251	0.19104	0.00002
2	0.80	0.13	0.1040	1.965	0.20436	0.40157	0.00015
3	0.30	0.12	0.0360	1.860	0.06696	0.12455	0.00003
4	0.20	1.65	0.3300	1.075	0.35475	0.38136	0.07487
5	0.25	0.25	0.0625	0.333	0.02083	0.00694	0.00022
6	0.70	0.25	0.1750	0.125	0.02188	0.00273	0.00091
		Total	1.0120		1.339	2.39371	0.07754



Gambar 4. 67 Section Properties Balok Komposit bentang 49,7 m

Tinggi balok prategang, $h_c = 2.35 \text{ m}$

Luas penampang balok prategang, $A_c = 1.0120 \text{ m}^2$

Letak titik berat, $y_{bc} = \sum A * y / \sum A = 1.323 \text{ m}$

$y_{ac} = h_c - y_{bc} = 1.027 \text{ m}$

Momen inersia terhadap alas balok, $I_{bc} = \sum A_c * y^2 + \sum I_{c0} = 2.47125 \text{ m}^4$

Momen inersia terhadap titik berat balok komposit,

$$I_{xc} = I_{bc} - A * y_{bc}^2 = 0.69939 \text{ m}^4$$

Tahanan momen sisi atas pelat,

$$W_{ac} = I_{xc} / y_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

Tahanan momen sisi atas balok,

$$W'_{ac} = I_{xc} / (y_{ac} - h_0) = 0.90037 \text{ m}^3$$

Tahanan momen sisi bawah balok

$$W_{bc} = I_{xc} / y_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

7. Pembesian balok prategang

1. Berat Sendiri (MS)

Berat diafragma

ukuran diafragma tebal = 0.20 m lebar = 1.65 m

berat 1 buah diafragma $W = 13.61 \text{ kN}$ tinggi = 1.65 m

Jumlah diafragma $n = 9 \text{ buah}$

Panjang bentang $L = 49.70 \text{ m}$

Berat diafragma $W_{\text{diafragma}} = 122.51 \text{ kN}$

Jarak diafragma	x4 =	24.85 m	(dari tengah bentang)
	x3 =	18.64 m	(dari tengah bentang)
	x2 =	12.43 m	(dari tengah bentang)
	x1 =	6.21 m	(dari tengah bentang)
	x0 =	0.00 m	(dari tengah bentang)

Momen maksimum ditengah bentang L

$$M \text{ maks} = (1/2 * n * (x4 - x3 - x2 - x1) * W = 1014.812 \quad \text{kNm}$$

Berat diafragma ekivalen

$$Q \text{ diafragma} = 8 * M \text{ maks} / L^2 = 3.287 \quad \text{kN/m}$$

Berat Balok Prategang

$$\text{Panjang balok prategang, } L = 49.70 \text{ m} \quad \text{Luas penampang, } A = 0.752 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat balok prategang} + 10 \% W \text{ balok} = A * L * W_c = 953.42741 \quad \text{kN}$$

$$Q \text{ balok} = W \text{ balok} / L = 19.184 \text{ kN/m}$$

2. Gaya Geser Dan Momen Karena Berat Sendiri (MS)

Tabel 4. 66 Perhitungan gaya geser dan momen karena berat sendiri girder bentang 49,7m

No	Jenis beban	Lebar	Tebal	Luas	Berat satuan	Beban	Geser	Momen
		b	h	A	W	Q _{MS}	V _{MS}	M _{MS}
		(m)	(m)	(m ²)	(kN/m ³)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Balok prategang					19.184	476.714	5923.168
2	Pelat lantai	1.85	0.25	0.463	25.00	11.563	287.328	3570.052
3	Deck slab	1.21	0.07	0.085	25.00	2.118	52.620	653.802
4	Diafragma					3.287	81.675	1014.812
Total						36.150	898.33670	11161.83

3. Beban Mati Tambahan (MA)

$$\text{Beban, } QMA = A * W \quad \text{kN/m}$$

Panjang bentang $L = 49.70 \text{ m}$

Gaya geser $VMA = 1/2 * QMA * L \quad \text{Kn}$

Momen $MMA = 1/8 * QMA * L^2 \quad \text{kNm}$

Tabel 4. 67 Perhitungan gaya geser dan momen karena berat mati tambahan girder bentang 49,7m

No	Jenis beban	Lebar	Tebal	Luas	Berat satuan	Beban	Geser	Momen
		b	h	A	W	Q_{MA}	V_{MA}	M_{MA}
		(m)	(m)	(m^2)	(kN/m^3)	(kN/m)	(kN)	(kNm)
1	Aspal + overlay	1.85	0.05	0.0925	22.000	2.035	50.570	628.329
2	Air hujan	1.85	0.05	0.0925	9.800	0.907	22.527	279.892
Total						2.942	73.09628	908.2212
								2

4. Beban Lajur "D" (TD)

Pada lajur "D", beban yang bekerja terdiri dari beban merata (UDL) dan beban garis (KEL), sebagaimana ditunjukkan pada gambar. Besarnya intensitas UDL (q , kPa) dipengaruhi oleh panjang total lajur yang terbebani (L) dan ditentukan melalui persamaan berikut:

$$q = 8,0 * (0,5 + 15/L) = 6.41 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$

KEL mempunyai intensita $p = 49.0 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis untuk KEL diambil sebagai berikut ;

$$DLA = 0,4 \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

Panjang balok, $L = 49.70 \text{ m}$

jarak antar balok prategang $s = 1.85 \text{ m}$

Beban merata pada balok $QTD = q * s = 11.867 \text{ kN/m}$

Beban garis $p = 49.00 \text{ kN/m}$

Beban terpusat pada balok $PTD = (1+DLA) * p * s = 126.910 \text{ kN}$

Gaya geser dan momen maksimum pada balok karena beban lajur "D"

$$VTD = 1/2 * QTD * L + 1/2 * PTD = 358.34500 \text{ kN}$$

$$MTD = 1/8 * QTD * L^2 + 1/4 * PTD * L = 5240.87 \text{ kNm}$$

5. Gaya Rem (TB)

Efek pengereman kendaraan pada lalu lintas diperlakukan sebagai gaya yang bekerja sepanjang arah memanjang jembatan. Gaya ini diasumsikan bekerja pada ketinggian 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem sepanjang jembatan dihitung berdasarkan panjang total bentang jembatan (L_t) sesuai dengan persamaan berikut:

Gaya rem, $HTB = 250 \text{ kN}$ untuk $L_t < 80 \text{ m}$

Gaya rem, $HTB = 250 + 2,5 * (L_t - 80) \text{ kN}$ untuk $80 < L_t < 180 \text{ m}$

Gaya rem, $HTB = 500 \text{ kN}$ untuk $L_t > 180 \text{ m}$

Panjang balok, $L = 49.70 \text{ m}$

Jumlah balok prategang untuk satu jalur selebar b_1 , $n_{balok} = 5.00$

Gaya rem, $HTB = 250 \text{ kN}$

Jarak antar balok prategang $s = 1.85 \text{ m}$

Gaya rem untuk $L_t < 80 \text{ m}$

$TTB = HTB / n_{balok} = 50.00 \text{ kN}$

Gaya rem, $TTB = 5 \% \text{ beban lajur "D" tanpa faktor beban dinamis}$

$PTD = p * s = 90.65 \text{ kN}$

$TTB = 0,05 * (QTB * L + P_{TB}) = 34.022 \text{ kN}$

Diambil nilai maksimum sebagai nilai gaya rem, $TTB = 50.00 \text{ kN}$

Panjang lengan terhadap titik berat balok, $y = 1,80 + h_0 + h_a + y_{ac} = 3.13 \text{ m}$

Beban momen karena gaya rem $M = TTB * y = 156.34 \text{ kNm}$

Gaya geser dan momen maksimum pada balok karena gaya rem

$VTB = M / L = 3.14566 \text{ kN}$

$MTB = 1/2 * M = 78.16960 \text{ kNm}$

6. Beban Angin (EW)

Beban garis tambahan yang bekerja secara horizontal pada permukaan lantai jembatan timbul karena angin yang menerpa kendaraan di atas jembatan.

Beban ini dihitung dengan rumus :

$$TEW = 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \text{ kNm}$$

dengan

C_w = koefisien seret = 1.20

V_w = kecepatan angin rencana = 35.00 m/dt (PPJT-1992, tabel 5)

$TEW = 0,0012 * C_w * (V_w)^2 = 1.76 \text{ kN/m}$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupak bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m diatas lantai jembatan

$h = 2.00 \text{ m}$

jarak antar roda kendaraan = 1.75 m

Transter beban angin ke lantai jembatan,

$QEW = [(1/2 * h/x * TEW]$

$QEW = 1.006 \text{ kN/m}$

Panjang balok $L = 49.70 \text{ m}$

Gaya geser dan momen maksimum karena beban angin :

$VEW = 1/2 * QEW * L = 24.99200 \text{ kN}$

$MEW = 1/8 * QEW * L^2 = 310.52560 \text{ kNm}$

7. Beban Gempa (EQ)

Gaya gempa vertikal yang bekerja pada balok prategang dihitung dengan memperhitungkan percepatan vertikal minimum sebesar 0,10 kali percepatan gravitasi (g), atau dapat dipilih sebesar 50% dari koefisien gempa horizontal statis ekuivalen. Nilai ini digunakan untuk menentukan koefisien beban gempa horizontal yang relevan dalam analisis struktur.

$$K_h = C \times S$$

K_h = koefisien beban gempa horizontal

C = koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah setempat.

S = faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (dactilitas) dari struktur

waktu getar struktur dihitung dengan rumus,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g K_p}}$$

Dengan :

W_t = berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

K_p = kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan.

g = percepatan gravitasi bumi = 9.81 m/dt^2

Berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan,

$$W_t = Q_{MS} + Q_{MA} \text{ Berat sendiri}$$

$$Q_{MS} = 36.150 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban mati tambahan } Q_{MA} = 2.942 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang bentang balok } l = L = 49.70 \text{ m}$$

$$W_t = (Q_{MS} + Q_{MA}) \times L = 1942.865955 \text{ kN}$$

$$\text{Momen inersia balok prategang } I_{xc} = 0.699 \text{ m}^4$$

$$\text{Modulus elastik } E_c = 45119.34288 \text{ MPa}$$

$$E_c = 45119343 \text{ kPa}$$

Kekakuan balok pra tegang

$$K_p = \frac{48 E_c I_{xc}}{L^3} = 12338 \text{ kN/m}$$

Waktu getar

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{gK_p}} = 0.796 \text{ detik}$$

Untuk lokasi di wilayah gempa 3 di atas tanah sedang, dari kurva diperoleh koefien geser dasar, $C = 0.125$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton prategang penuh

$S = 1,3 \times F$ dengan $F = 1,25 - 0,025 n$, dan F harus diambil ≥ 1

F = faktor perangkaan

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

Untuk $n = 1$

maka : $F = 1.25 - 0.025 n = 1.225$

Faktor tipe struktur

$$S = 1,3 \quad F = 1.5925$$

Koefisien beban gempa horisontal

$$K_n = C \times S = 0.1991$$

Koefisien beban gempa vertikal

$$K_v = 50 \% K_n = 0.0995 < 0,10$$

$$\text{diambil} \quad K_v = 0.10$$

Gaya gempa vertikal

$$TEQ = K_v \times W_t = 194.2866 \text{ kN}$$

Beban gempa vertikal

$$QEQ = TEQ / L = 3.9092 \text{ kN/m}$$

Gaya geser dan momen maksimum karena gempa vertikal

$$VEQ = 1/2 * QEQ * L = 97.14330 \text{ kN}$$

$$MEQ = 1/8 * QEQ * L^2 = 1207.00547 \text{ kN/m}$$

8. Resume Momen Dan Gaya Geser Pada Balok

Tabel 4. 68 Resume momen dan gaya geser pada girder bentang 49,7m

No	Jenis beban	Kode	Q	P	M	Keterangan
		beban	(kN/m)	(kN)	(kNm)	
1	Berat balok prategang	balok	19.184	-	-	Beban merata Q_{balok}
2	Berat pelat	pelat	11.563	-	-	Beban merata Q_{pelat}
3	Berat sendiri	MS	36.150	-	-	Beban merata Q_{MS}
4	Beban mati tambahan	MA	2.942	-	-	Beban merata Q_{MA}
5	Lajur "D"	TD	11.87	126.91	-	Beban Q_{TD} dan P_{TD}
6	Gaya rem	TB	-	-	156.34	Beban merata Q_{TB}
7	Angin	EW	1.006	-	-	Beban merata Q_{EW}
8	Gempa	EQ	3.909	-	-	Beban merata Q_{EQ}

Panjang Bentang Balok

L= 49.70 m

Tabel 4. 69 Persamaan momen dan gaya geser pada girder bentang 49,7m

No	Jenis beban	Persamaan momen	Persamaan Gaya Geser
1	Berat sendiri (MS)	$M_x = 1/2 * Q_{MS} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{MS} * (L/2 - X)$
2	Mati tambahan (MA)	$M_x = \frac{1}{2} Q_{MA} (L \cdot X - X^2)$	$V_x = Q_{MA} * (L/2 - X)$
3	Lajur "D" (TD)	$M_x = 1/2 * Q_{TD} * (L * X - X^2) + 1/2 * P_{TD} * X$	$V_x = Q_{TD} * (L/2 - X) + 1/2 P_{TD}$
4	Gaya rem (TB)	$M_x = X/L * M_{TB}$	$V_x = M_{TB} / L$
5	Angin (EW)	$M_x = 1/2 * Q_{EW} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{EW} * (L/2 - X)$
6	Gempa (EQ)	$M_x = 1/2 * Q_{EQ} * (L * X - X^2)$	$V_x = Q_{EQ} * (L/2 - X)$

Momen maksimum karena berat balok

$$M_{\text{balok}} = 1/8 * Q_{\text{balok}} * L^2 = 5923.16775 \text{ kNm}$$

Momen maksimum karena berat pelat

$$M_{\text{pelat}} = 1/8 * Q_{\text{pelat}} * L^2 = 3570.05195 \text{ kNm}$$

9. Momen Pada Balok Prategang

Tabel 4. 70 Momen pada girder bentang 49,7m

Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
x	Berat	Brk Sendiri	Mati tambh	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	467.12	880.26	71.63	352.41	3.15	24.49	95.19
2.0	915.06	1724.37	140.31	692.96	6.29	47.97	186.47
3.0	1343.81	2532.33	206.05	1021.63	9.44	70.45	273.84
4.0	1753.39	3304.14	268.85	1338.45	12.58	91.92	357.30
5.0	2143.77	4039.80	328.71	1643.39	15.73	112.39	436.85
6.0	2514.98	4739.31	385.63	1936.47	18.87	131.85	512.49

Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
x	Berat	Brt Sendiri	Mati tambh	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
7.0	2867.00	5402.67	439.61	2217.68	22.02	150.30	584.23
8.0	3199.83	6029.88	490.64	2487.02	25.17	167.75	652.05
9.0	3513.49	6620.94	538.74	2744.50	28.31	184.20	715.97
10.0	3807.95	7175.85	583.89	2990.11	31.46	199.63	775.97
11.0	4083.24	7694.61	626.10	3223.85	34.60	214.07	832.07
12.0	4339.34	8177.21	665.37	3445.73	37.75	227.49	884.26
13.0	4576.26	8623.67	701.69	3655.74	40.89	239.91	932.54
14.0	4793.99	9033.98	735.08	3853.88	44.04	251.33	976.91
15.0	4992.54	9408.13	765.53	4040.16	47.18	261.74	1017.37
16.0	5171.91	9746.14	793.03	4214.57	50.33	271.14	1053.92
17.0	5332.10	10048.00	817.59	4377.11	53.48	279.54	1086.56
18.0	5473.10	10313.70	839.21	4527.79	56.62	286.93	1115.29
19.0	5594.91	10543.26	857.89	4666.60	59.77	293.32	1140.11
20.0	5697.54	10736.66	873.63	4793.54	62.91	298.70	1161.03
21.0	5780.99	10893.91	886.42	4908.62	66.06	303.07	1178.03
21.5	5815.52	10958.98	891.72	4961.70	67.63	304.88	1185.07
22.0	5845.26	11015.02	896.28	5011.82	69.20	306.44	1191.13
23.0	5890.34	11099.97	903.19	5103.17	72.35	308.80	1200.32
24.0	5916.24	11148.77	907.16	5182.64	75.50	310.16	1205.59
24.85	5923.17	11161.83	908.22	5240.87	78.17	310.53	1207.01

Kombinasi Momen Pada Balok Prategang

Tabel 4. 71 Kombinasi momen pada girder bentang 49,7m

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 +$ $TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 +$ $TD*1 + TB*1 +$ $EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 +$ $TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2$ $+ TD*1 + TB*1$ $+ EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	1927.59	1314.79	1236.33	1738.34
2.0	3780.95	2578.32	2424.08	3408.02
3.0	5560.07	3790.59	3563.24	5009.05
4.0	7264.94	4951.60	4653.82	6541.42
5.0	8895.58	6061.35	5695.81	8005.14
6.0	10451.98	7119.84	6689.22	9400.20
7.0	11934.15	8127.07	7634.04	10726.62
8.0	13342.07	9083.04	8530.27	11984.37
9.0	14675.75	9987.75	9377.92	13173.47
10.0	15935.20	10841.19	10176.99	14293.92
11.0	17120.41	11643.38	10927.47	15345.71
12.0	18231.37	12394.31	11629.36	16328.85
13.0	19268.10	13093.97	12282.67	17243.33
14.0	20230.59	13742.38	12887.40	18089.16
15.0	21118.85	14339.53	13443.54	18866.34
16.0	21932.86	14885.41	13951.09	19574.86
17.0	22672.63	15380.04	14410.06	20214.72
18.0	23338.17	15823.40	14820.44	20785.93
19.0	23929.47	16215.50	15182.24	21288.49
20.0	24446.52	16556.35	15495.45	21722.39
21.0	24889.34	16845.93	15760.07	22087.64

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 +$ $TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 +$ $TD*1 + TB*1 +$ $EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 +$ $TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2$ $+ TD*1 + TB*1$ $+ EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
22.0	25257.92	17084.25	15976.12	22384.23
23.0	25552.27	17271.32	16143.57	22612.17
24.0	25772.37	17407.12	16262.44	22771.45
24.85	25901.09	17482.25	16325.28	22852.87

10. Gaya Geser Pada Balok Prategang

Tabel 4. 72 Gaya geser pada girder bentang 49,7m

Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
x	Berat	Br Sendiri	Mati tambh	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0.0	476.71	898.34	73.10	358.35	3.15	24.99	97.14
1.0	457.53	862.19	70.15	346.48	3.15	23.99	93.23
2.0	438.35	826.04	67.21	334.61	3.15	22.98	89.32
3.0	419.16	789.89	64.27	322.74	3.15	21.97	85.42
4.0	399.98	753.74	61.33	310.88	3.15	20.97	81.51
5.0	380.80	717.58	58.39	299.01	3.15	19.96	77.60
6.0	361.61	681.43	55.45	287.14	3.15	18.96	73.69
7.0	342.43	645.28	52.51	275.28	3.15	17.95	69.78
8.0	323.24	609.13	49.56	263.41	3.15	16.95	65.87
9.0	304.06	572.98	46.62	251.54	3.15	15.94	61.96
10.0	284.88	536.83	43.68	239.68	3.15	14.93	58.05
11.0	265.69	500.68	40.74	227.81	3.15	13.93	54.14

Jarak	Momen pada balok prategang karena beban						
x	Berat	Brt Sendiri	Mati tambh	Lajur "D"	Rem	Angin	Gempa
	Balok	MS	MA	TD	TB	EW	EQ
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.0	246.51	464.53	37.80	215.94	3.15	12.92	50.23
13.0	227.33	428.38	34.86	204.08	3.15	11.92	46.32
14.0	208.14	392.23	31.92	192.21	3.15	10.91	42.41
15.0	188.96	356.08	28.97	180.34	3.15	9.91	38.51
16.0	169.78	319.93	26.03	168.48	3.15	8.90	34.60
17.0	150.59	283.78	23.09	156.61	3.15	7.89	30.69
18.0	131.41	247.63	20.15	144.74	3.15	6.89	26.78
19.0	112.22	211.48	17.21	132.88	3.15	5.88	22.87
20.0	93.04	175.33	14.27	121.01	3.15	4.88	18.96
21.0	73.86	139.18	11.32	109.14	3.15	3.87	15.05
22.0	54.67	103.03	8.38	97.28	3.15	2.87	11.14
23.0	35.49	66.88	5.44	85.41	3.15	1.86	7.23
24.0	16.31	30.73	2.50	73.54	3.15	0.85	3.32
24.85	0.00	0.00	0.00	63.46	3.15	0.00	0.00

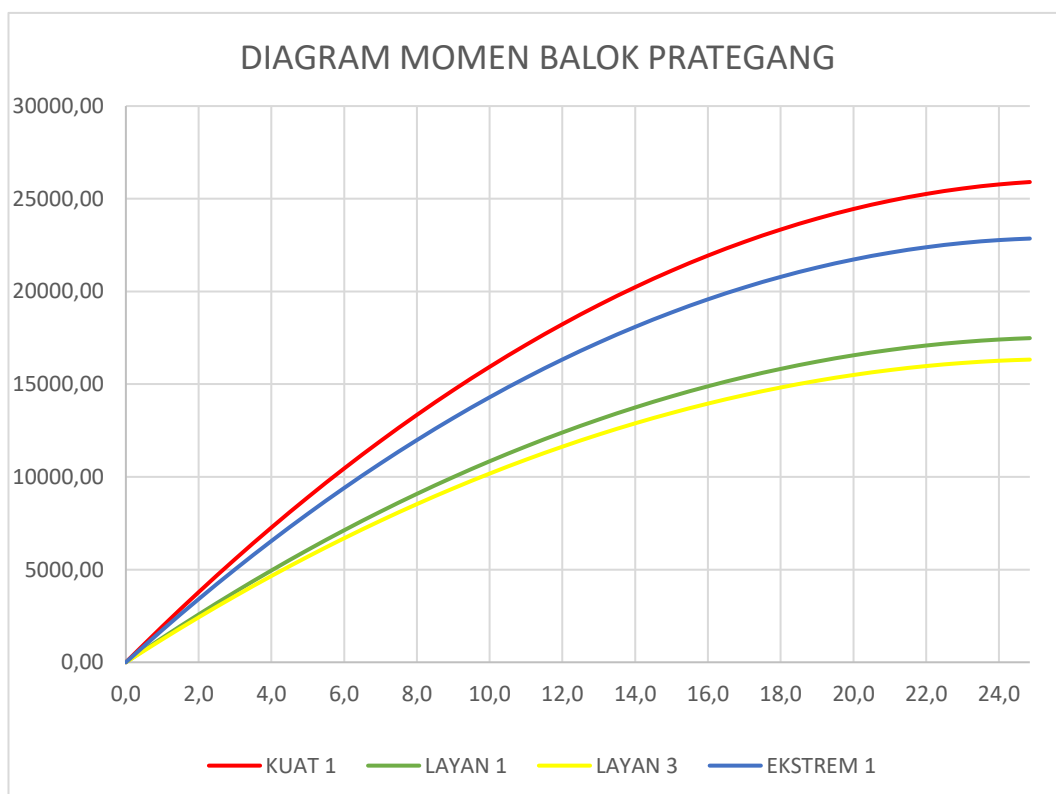
Kombinasi Gaya Geser Pada Balok Prategang

Tabel 4. 73 Kombinasi geser pada girder bentang 49,7m

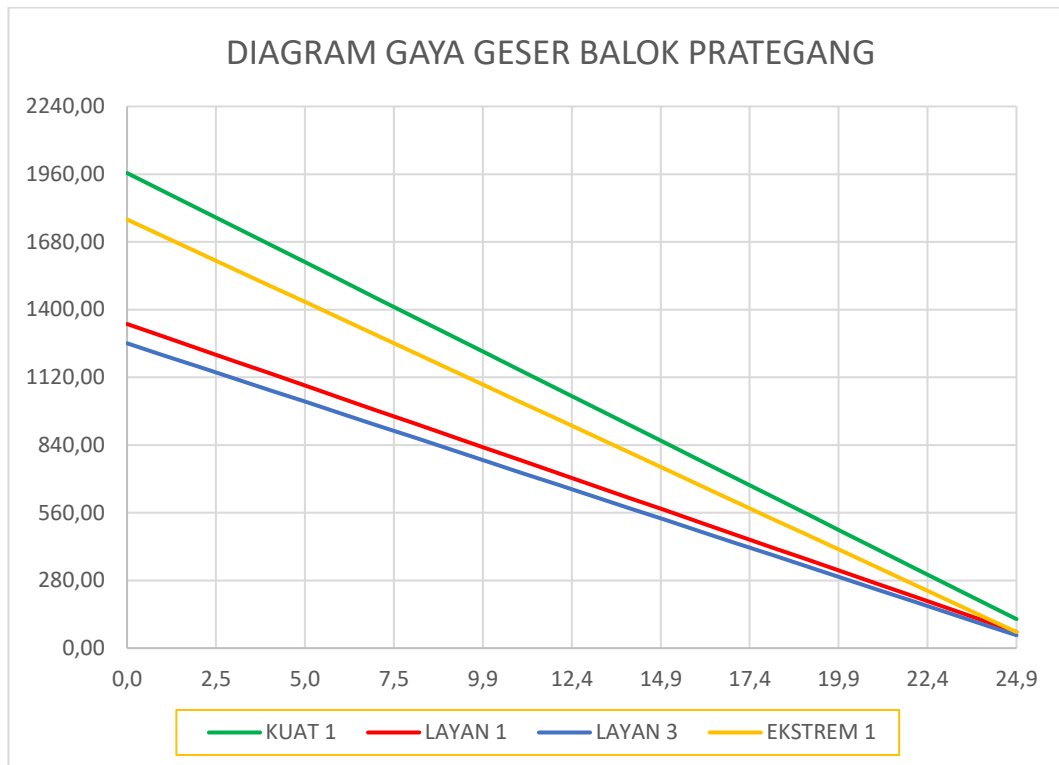
Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 +TB*1,8	MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3	MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8	MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
0.0	1964.71	1340.42	1260.63	1772.66

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 +TB*1,8	MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3	MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8	MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1.0	1890.47	1289.16	1212.04	1704.01
2.0	1816.24	1237.90	1163.45	1635.36
3.0	1742.00	1186.64	1114.87	1566.70
4.0	1667.76	1135.38	1066.28	1498.05
5.0	1593.52	1084.12	1017.70	1429.39
6.0	1519.28	1032.86	969.11	1360.74
7.0	1445.04	981.60	920.53	1292.08
8.0	1370.80	930.34	871.94	1223.43
9.0	1296.56	879.08	823.36	1154.77
10.0	1222.33	827.82	774.77	1086.12
11.0	1148.09	776.56	726.19	1017.47
12.0	1073.85	725.30	677.60	948.81
13.0	999.61	674.04	629.02	880.16
14.0	925.37	622.78	580.43	811.50
15.0	851.13	571.52	531.85	742.85
16.0	776.89	520.26	483.26	674.19
17.0	702.66	468.99	434.68	605.54
18.0	628.42	417.73	386.09	536.88
19.0	554.18	366.47	337.50	468.23
20.0	479.94	315.21	288.92	399.57
21.0	405.70	263.95	240.33	330.92
22.0	331.46	212.69	191.75	262.27

Jarak	Komb Kuat 1	Komb. Layan 1	Komb. Layan 3	Komb. Ekstrem 1
x	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1,8 + TB*1,8$	$MS*1 + MA*1 + TD*1 + TB*1 + EW*0,3$	$MS*1 + MA*1 + TD*0,8 + TB*0,8$	$MS*1,3 + MA*2 + TD*1 + TB*1 + EQ*1$
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
23.0	257.22	161.43	143.16	193.61
24.0	182.98	110.17	94.58	124.96
24.85	119.88	66.60	53.28	66.60



Gambar 4. 68 Diagram Momen Balok Prategang bentang 49,7 m



Gambar 4. 69 Diagram Gaya Geser Balok Prategang bentang 49,7m

8. Kondisi awal (saat transfer)

Kualitas BetonK - 800

$$f'_c = 0.83 \frac{K}{10} \times 10^3 = 66400 \text{ kPa}$$

Kuat tekan beton pada kondisi awal (saat transfer)

$$f'_{ci} = 0.8 \times f'_c = 53120 \text{ kPa}$$

Section Properties

$$Wa = 0.38049 \text{ m}^3$$

$$Wb = 0.38049 \text{ m}^3$$

$$A = 0.7523 \text{ m}^2$$

Ditetapkan jarak titik berat tendon terhadap alas balok, $z_0 = 0.14 \text{ m}$

Eksentrisitas tendon, $es = y_b - z_0 = 0.872 \text{ m}$

Momen karena berat sendiri balok, $M_{\text{girder}} = 5923.17 \text{ kNm}$

Tegangan di serat atas,

$$0 = -\frac{P_t}{A} + \frac{P_t e_s}{W_a} - \frac{M_{\text{girder}}}{W_a} \text{ (Persamaan 1)}$$

Tegangan di serat bawah,

$$0.6 f'_{ci} = \frac{P_t}{A} - \frac{P_t e_s}{W_b} + \frac{M_{\text{girder}}}{W_b} \text{ (Persamaan 2)}$$

Besarnya gaya prategang awal,

Dari persamaan (1):

$$P_t = \frac{M_{\text{girder}}}{e_s - \frac{W_a}{A}} = 16175.2848 \text{ kN}$$

Dari persamaan (2):

$$P_t = \frac{0.6 f'_c W_b + M_{\text{girder}}}{\frac{W_b}{A} + e_s} = 13101.42846 \text{ kN}$$

Diambil besarnya gaya prategang,

$$P_t = 13101.42846 \text{ kN}$$

9. Kondisi akhir

Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat besi untaian "*Standards cable*" standar VSL, dengan data sebagai berikut :

Data Strands Cable - Standar VSL				
Jenis strands	Uncoate 7 wire super strands ASTM A-416 grade 270			
Tegangan leleh strand	$f_{py} =$	1674	MPa	
Kuat tarik strand	$f_{pu} =$	1860	MPa	
Diameter nominal strand		12.7	mm	(=0,5")
Luas tampang nominal satu strand	$A_{st} =$	98.7	mm ²	
Beban putus minimal satu strand	$P_{bs} =$	183.7	kN	(100% UTS)
Jumlah kawat untaian (strands cable)		22	kawat untaian / tendon	
Diameter selubung ideal		90	mm	
Luas tampang strands		1875.3	mm ²	
Beban putus satu tendon	$P_{bl} =$	4041.4	kN	(100% UTS)
Modulus elastis strands	$E_s =$	193000	MPa	
Tipe dongkrak		VSL-19		

Gaya prategang awal: $P_t = 13101.42846 \text{ kN}$
 Beban putus satu tendon : $P_{b1} = 4041.4 \text{ kN}$
 Beban putus minimal satu strand : $P_{bs} = 183.7 \text{ kN}$
 Gaya prategang saat jacking: $P_j = P_t / 0.85$ (Persamaan 1)
 $P_j = 0.8 * P_{b1} * n_t$ (Persamaan 2)

Dari persamaan (1) dan (2) diperoleh jumlah tendon yang diperlukan :

$$n_t = \frac{P_t}{0.85 \times 0.8 \times P_{b1}} = 4.767359469 \quad \text{Tendon}$$

Diambil jumlah tendon, $n_t = 5$ Tendon

Jumlah kawat untai (strands cable) yang diperlukan :

$$n_s = \frac{P_t}{0.85 \times 0.8 \times P_{bs}} = 104.8819083 \text{ Strands}$$

Diambil jumlah strands, $n_s = 106$ Strands

Posisi baris tendon

Tabel 4. 74 Posisi baris tendon pada girder bentang 49,7m

$n_{s1} =$	3	Tendon	22	Strands/Tendon	66	strands dengan selubung tendon	90	mm
$n_{s2} =$	1	Tendon	22	Strands/Tendon	22	strands dengan selubung tendon	90	mm
$n_{s3} =$	1	Tendon	18	Strands/Tendon	22	strands dengan selubung tendon	90	mm
$n_t =$	5	Tendon	Jumlah strand,	$n_s =$	110	strands		

Persentase tegangan leleh yang timbul pada besi (% Jacking Force):

$$P_0 = \frac{P_t}{0.85 \times n_s \times P_{bs}} = 0.791561572$$

$$P_0 = 79.15615722\% < 80\% \text{ OK}$$

Gaya prategang yang terjadi karena jacking

$$P_j = P_0 \times n_s \times P_{bs} = 15413.44525 \text{ kN}$$

Diperkirakan kehilangan tegangan(loss of prestress) = 30 %

Gaya prategang akhir setelah kehilangan tegangan (loss of prestress) sebesar= 30%

$$P_{\text{eff}} = 0.7 \times P_j = 10789.41167 \text{ kN}$$

10. Pembesian balok prategang

Tulangan arah memanjang digunakan besi diameter D 13 mm

$$A_s = \frac{\pi}{4} D^2 = 0.00013 \text{ m}^2$$

Luas tampang bagian bawah: $A_{\text{bawah}} = 0.2875 \text{ m}^2$

Luas tulangan bagian bawah : $A_s \text{ bawah} = 0.5\% \times A_{\text{bawah}} = 0.00144 \text{ m}^2$

Jumlah tulangan

$A_s \text{ bawah} / A_s = 10.84 \text{ buah}$

Digunakan : 12 D 13

Luas tampang bagian atas: $A_{\text{atas}} = 0.2088 \text{ m}^2$

Luas tulangan bagian atas : $A_s \text{ atas} = 0.5\% \times A_{\text{atas}} = 0.00104 \text{ m}^2$

Jumlah tulangan $A_s \text{ atas} / A_s = 7.87 \text{ buah}$

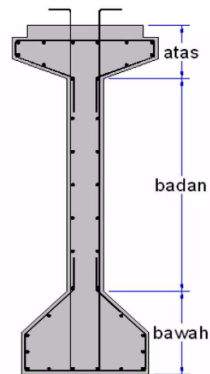
Digunakan : 8 D 13

Luas tampang bagian badan: $A_{\text{badan}} = 0.256 \text{ m}^2$

Luas tulangan bagian badan: $A_s \text{ badan} = 0.5\% \times A_{\text{badan}} = 0.00128 \text{ m}^2$

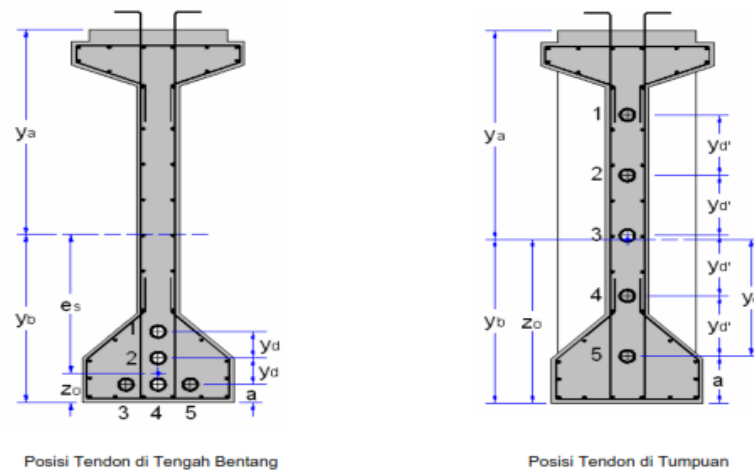
Jumlah tulangan $A_s \text{ badan} / A_s = 9.65 \text{ buah}$

Digunakan : 10 D 13



Gambar 4. 70 Pembesian Girder bentang 49,7 m

1. Posisi Tendon



Gambar 4. 71 Posisi Tendon Girder bentang 49,7 m

a. Posisi tendon ditengah bentang

Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-1 : $a = 0.14$ m

Tabel 4. 75 Posisi tendon di tengah bentang

Jumlah tendon baris ke-1:	$n_{t1} =$	3	tendon	22	strands =	66	strands
Jumlah tendon baris ke-2:	$n_{t2} =$	1	tendon	22	strands =	22	strands
Jumlah tendon baris ke-3:	$n_{t3} =$	1	tendon	22	strands =	22	strands
	$n_t =$	5	Jumlah strands, $n_s =$			110	strands

$$\text{Exsentrissitas } e_s = 0.872 \text{ m}$$

$$z_0 = y_b - e_s = 0.14 \text{ m}$$

$$\text{Momen statis tendon terhadap alas: } n_s \cdot z_0 = n_1 \cdot a + n_2 \cdot (a + y_d)$$

dimana,

$$y_d = \text{jarak vertikal antara as ke as tendon} \quad y_d = n_s \cdot (z_0 - a) / n_2 = 0.00 \text{ m}$$

$$\text{Diambil, } y_d = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Diameter selubung tendon, } d_1 = 0.09 \text{ m} \quad d_2 = 0.09 \text{ m}$$

$$\text{Diameter selubung tendon rerata, } d = 0.5 \cdot (d_1 + d_2) = 0.090 \text{ m}$$

$$\text{Jarak bersih vertikal antara selubung tendon,} \quad y_d - d = 0.09 \text{ m}$$

$$\text{Jarak bersih vertikal antara selubung tendon,} \quad y_d - d = 90 \text{ mm}$$

$$y_d - d > 25 \text{ mm OK!}$$

b. Posisi Tendon di tumpuan

$$\text{Diambil jarak dari alas balok ke as baris tendon ke-4 :} \quad a' = 0.35 \text{ m}$$

Tabel 4. 76 Posisi tendon di tumpuan girder bentang 49,7m

Jumlah tendon baris ke-1:	$n_1 =$	1	Tendon	22	strands =	22	strands
Jumlah tendon baris ke-2:	$n_2 =$	1	Tendon	22	strands =	22	strands
Jumlah tendon baris ke-3:	$n_3 =$	1	Tendon	22	strands =	22	strands
Jumlah tendon baris ke-4:	$n_4 =$	1	Tendon	22	strands =	22	strands
Jumlah tendon baris ke-5:	$n_5 =$	1	Tendon	22	strands =	22	strands
Jumlah strands, $n_s =$						110	strands

y_e = Letak titik berat tendon terhadap pusat tendon terbawah

Letak titik berat penampang balok terhadap alas, $y_d = 1.012 \text{ m}$

Momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah:

Tabel 4. 77 Momen statis tendon terhadap pusat tendon terbawah girder bentang 49,7m

n_i	$y_{d'}$	$n_i * y_{d'}$
22	1	22
22	2	44
22	3	66
22	4	88
22	5	110
$\Sigma n_i * y_{d'} / y_{d'} =$		330

$$\sum n_i y'_d = n_s y_e$$

$$\frac{y_e}{y'_d} = \frac{\sum n_i y'_d / y'_d}{n_s} = 3.113$$

$$y_e = y_b - a' = 0.662 \text{ m}$$

$$y'_d = \frac{y_e}{y_e / y'_d} = 0.212626512 \text{ m}$$

$$z_0 = a' + y_e = y_b = 1.012 \text{ m}$$

2. Eksentrisitas masing-masing tendon

Tabel 4. 78 Eksentrisitas tendon di tumpuan girder bentang 49,7m

Nomor Tendon	Posisi tendon di tumpuan $x = 0.00 \text{ m}$	z_i'
1	$z1' = a' + 4 * y_{d'}$	1.201
2	$z2' = a' + 3 * y_{d'}$	0.988
3	$z3' = a' + 2 * y_{d'}$	0.775
4	$z4' = a' + y_{d'}$	0.563
5	$z5' = a'$	0.350

Tabel 4. 79 Eksentrisitas tendon di tengah girder bentang 49,7m

Nomor Tendon	Posisi tendon di tengah bentang $x=17.0$ m	z_i	$f_i = z_i' - z_i$
1	$z_1 = a + 2*y_d$	0.44	0.761
2	$z_2 = a + y_d$	0.29	0.698
3	$z_3 = a$	0.14	0.635
4	$z_4 = a$	0.14	0.423
5	$z_5 = a$	0.14	0.210

Tabel 4. 80 eksentrisitas tendon girder bentang 49,7m

$f_i = z_i' - z_i$
0.761
0.698
0.635
0.423
0.210

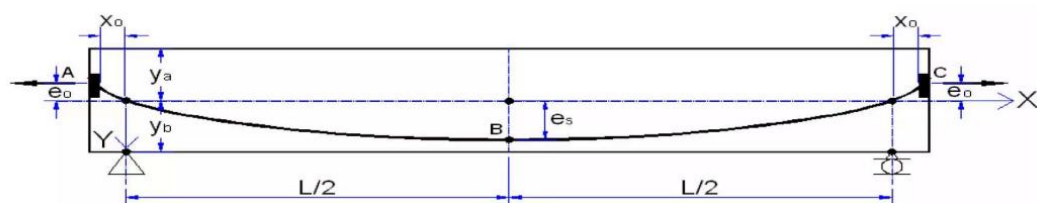
3. Lintasan Inti Tendon (*cable*)

Panjang balok, $L = 49.70m$

Eksentrisitas, $es = 0.872m$

Persamaan lintasan tendon : $Y = 4f \frac{X}{L^2} (L - X)$

dengan $f = es$

**Gambar 4. 72 Lintasan Inti Tendon bentang 49,7 m**

Tabel 4. 81 Lintasan intin tendon girder bentang 49,7m

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
-0.35	-0.025	12	0.639	25	0.872	38	0.628	0.35	0.024
0	0.000	13	0.674	26	0.870	39	0.589		
1	0.069	14	0.706	27	0.865	40	0.548		
2	0.135	15	0.735	28	0.858	41	0.504		
3	0.198	16	0.761	29	0.848	42	0.457		
4	0.258	17	0.785	30	0.835	43	0.407		
5	0.316	18	0.806	31	0.819	44	0.354		
6	0.370	19	0.824	32	0.800	45	0.299		
7	0.422	20	0.839	33	0.778	46	0.240		
8	0.471	21	0.851	34	0.754	47	0.179		
9	0.517	22	0.860	35	0.726	48	0.115		
10	0.561	23	0.867	36	0.696	49	0.048		
11	0.601	24	0.871	37	0.664	49.7	0.000		

$$x_0 = 0.35 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.024 \text{ m}$$

$$L/2 + x_0 = 25.20 \text{ m} \quad \alpha_{AB} = \frac{2(e_s + e_0)}{L/2 + x_0} = 0.070$$

$$e_s + e_0 = 0.896 \text{ m} \quad \alpha_{AB} = \frac{2(e_s + e_0)}{L/2 + x_0} = 0.070$$

Sudut Angkur

Persamaan lintasan tendon, $Y = 4f \frac{X}{L^2} (L - X)$

$$\frac{dY}{dX} = 4f \frac{L - 2X}{L^2}$$

Untuk $X = 0$ (posisi angkur di tumpuan), maka $\frac{dY}{dX} = \frac{4\phi}{L}$

Persamaan sudut angkur, $\alpha = \arctan \left(\frac{dY}{dX} \right)$

Tabel 4. 82 Sudut angkur girder bentang 49,7m

No Tendon	Jumlah Strand	Diameter Selubung	Eksentrisitas fi (M)	dY/dX	Sudut Angkur				
					α	RA	D		$^{\circ}$
1	22	90	0.761	0.06120773	α_1 =	0.06128	RA D =	3.5 1	$^{\circ}$
2	22	90	0.698	0.056167367	α_2 =	0.056226507	RA D =	3.2 2	$^{\circ}$
3	22	90	0.635	0.051127004	α_3 =	0.051171599	RA D =	2.9 3	$^{\circ}$
4	22	90	0.423	0.034014206	α_4 =	0.03402733	RA D =	1.9 5	$^{\circ}$
5	22	90	0.210	0.016901408	α_4 =	0.016903018	RA D =	0.9 7	$^{\circ}$

Tata letak dan trace kabel

$$L = 49.70 \text{ m}, f_o = e_s = 0.872 \text{ m}, y_b = 1.012 \text{ m}$$

$$f_1 = 0.761$$

$$f_2 = 0.698$$

$$f_3 = 0.635$$

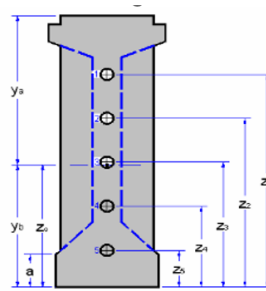
$$f_4 = 0.423$$

$$f_5 = 0.210$$

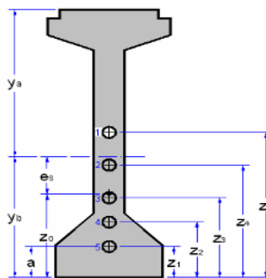
$$\text{Posisi masing masing cable : } z_i = z'_i - 4 \phi \frac{x}{L^2} (L - X)$$

Tabel 4. 83 Posisi masing masing cable girder bentang 49,7m

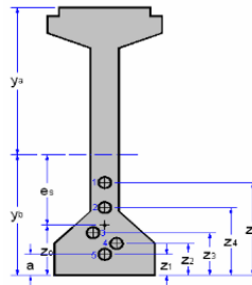
JARAK	Trace	Posisi masing - masing cable				
X	zo	z1	z2	z3	z4	z5
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1.012	1.201	0.988	0.775	0.563	0.350
1	0.943	1.141	0.933	0.725	0.529	0.333
2	0.877	1.083	0.880	0.677	0.497	0.318
3	0.814	1.028	0.830	0.631	0.467	0.302
4	0.754	0.975	0.781	0.587	0.438	0.288
5	0.696	0.925	0.735	0.545	0.410	0.274
6	0.642	0.878	0.692	0.506	0.383	0.261
7	0.590	0.832	0.650	0.468	0.358	0.248
8	0.541	0.790	0.611	0.432	0.334	0.237
9	0.495	0.749	0.574	0.398	0.312	0.225
10	0.451	0.712	0.539	0.367	0.291	0.215
11	0.411	0.676	0.507	0.337	0.271	0.205
12	0.373	0.643	0.477	0.310	0.253	0.196
13	0.338	0.613	0.449	0.284	0.236	0.188
14	0.306	0.585	0.423	0.261	0.221	0.180
15	0.277	0.559	0.400	0.240	0.206	0.173
16	0.251	0.536	0.379	0.221	0.194	0.167
17	0.227	0.516	0.360	0.203	0.182	0.161
18	0.206	0.498	0.343	0.188	0.172	0.156
19	0.188	0.482	0.329	0.175	0.163	0.152
20	0.173	0.469	0.317	0.164	0.156	0.148
21	0.161	0.458	0.307	0.155	0.150	0.145
22	0.151	0.450	0.299	0.148	0.146	0.143
23	0.145	0.444	0.294	0.144	0.142	0.141
24	0.141	0.441	0.291	0.141	0.140	0.140
24.85	0.140	0.440	0.290	0.140	0.140	0.140



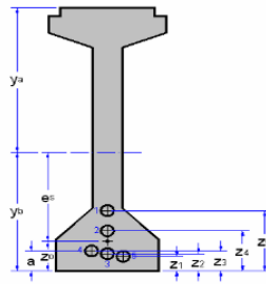
Gambar 4. 73 Posisi tendon di tumpuan PCI Girder bentang 49,7 m



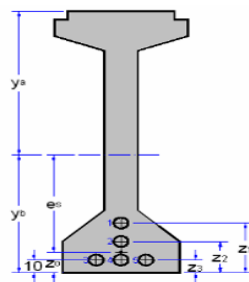
Gambar 4. 74 Posisi tendon pada jarak 1/8 dari tumpuan PCI Girder bentang 49,7m



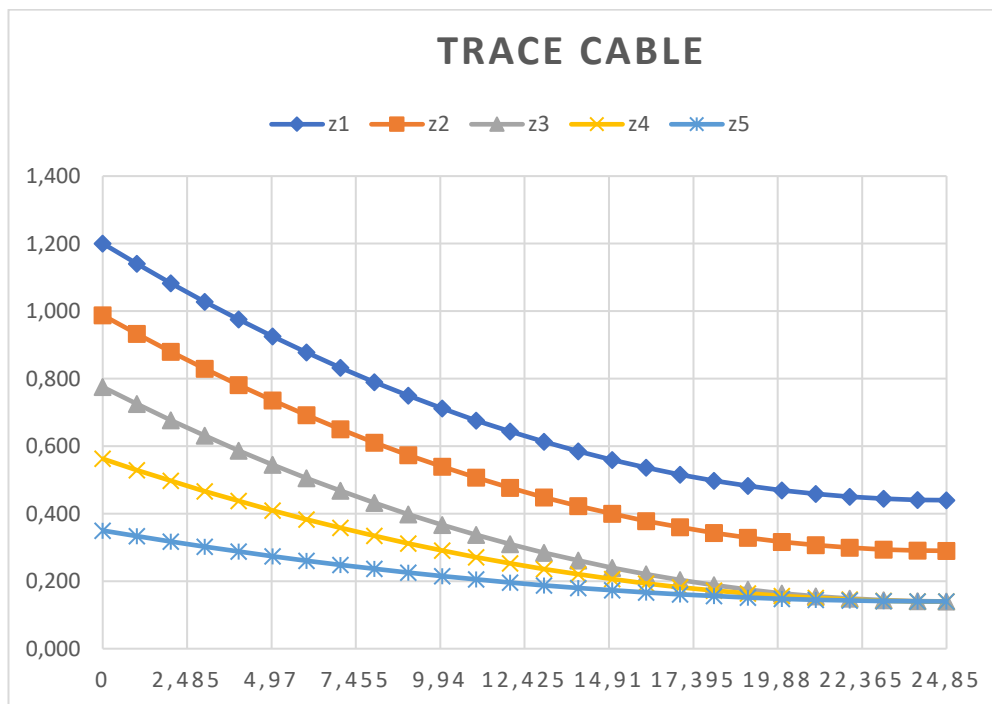
Gambar 4. 75 Posisi tendon pada jarak 1/4 dari tumpuan PCI Girder bentang 49,7m



Gambar 4. 76 Posisi tendon pada jarak $3/8$ dari tumpuan PCI Girder bentang 49,7m



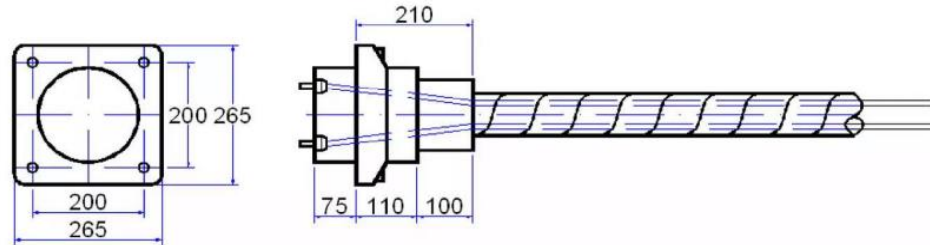
Gambar 4. 77 Posisi tendon pada jarak $1/2$ dari tumpuan PCI Girder bentang 49,7m



Gambar 4. 78 Trace Cable PCI Girder bentang 49,7m
Pemakaian Angkur

Angkur Hidup : VSL

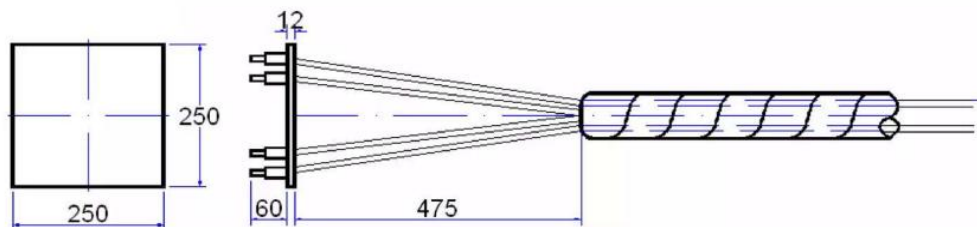
Tipe : 19 Sc



Gambar 4. 79 Angkur hidup PCI Girder bentang 49,7m

Angkur Mati : VSL

Tipe : 19 P



Gambar 4. 80 Angkur mati PCI Girder bentang 49,7m

11. Kehilangan Tegangan (*Loss Of Prestress*) pada *cable*

1. Kehilangan Gaya Prategang Karena Gesekan Angkur (*Anchoring Friction*)

Gaya prategang karena jacking (jacking force):

$$P_j = 15413.44525 \text{ kN}$$

Kehilangan gaya karena gesekan ankur diperhitungkan sebesar 3% dari gaya prategang karena jacking.

$$P_0 = 0.97 \times P_j = 14951.04189 \text{ kN}$$

2. Kehilangan Tegangan Karena Gesekan Cable (*Jack Friction*)

Sudut lintasan tendon dari ujung ke tengah :

$$\alpha_{AB} = 0.070 \text{ rad,} \quad \alpha_{AB} = 0.070 \text{ rad}$$

Perubahan sudut total lintasan tendon,

$$\alpha = \alpha_{AB} + \alpha_{BC} = 0.140 \text{ rad}$$

Dari Tabel 6.6 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh :

Koefisien gesek, $\mu = 0.2$

Dari Tabel 6.7 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh :

Koefisien Wobble, $b = 0.012$

Gaya prategang karena jacking setelah memperhitungkan loss of prestress karena gesekan angkur, $P_0 = 14951.04189 \text{ kN}$

Loss of prestress karena gesekan kabel: $P_x = P_0 e^{-\mu(\alpha + bL_x)}$

dengan, $e = 2.7183$ (bilangan natural)

untuk, $L_x = 24.85 \text{ m}$

$$P_x = P_0 e^{-\mu(\alpha + bL_x)} = 14826.4363 \text{ kN}$$

untuk, $L_x = 49.7 \text{ m}$

$$P_x = P_0 e^{-\mu(\alpha + bL_x)} = 14702.8692 \text{ kN}$$

3. Kehilangan Tegangan Karena Pemendekan Elastis (*Elastic Shortening*)

Jarak titik berat tendon besi terhadap tdk berat tampang balok

$$e_s = 0.872 \text{ m}$$

Momen inersia tampang balok beton $I_x = 0.41399 \text{ m}^4$

Luas tampang balok beton $A = 0.7523 \text{ m}^2$

Modulus elatis balok beton $E_{\text{girder}} = 45119342.88 \text{ kPa}$

Modulus elastis besi prategang (strand), $E_s = 193000000 \text{ kPa}$

Jumlah total strands, $n_s = 106$

Luas tampang nominal satu strands, $A_{st} = 0.0000987 \text{ m}^2$

Beban putus satu strands, $P_{bs} = 183.7 \text{ kN}$

Momen karena berat sendiri balok, $M_{\text{girder}} = 5923.17 \text{ kNm}$

Luas tampang tendon besi prategang, $A_t = n_s \times A_{st} = 0.0104622 \text{ m}^2$

Modulus ratio antara besi prategang dengan balok beton

$$n = E_s/E_{\text{girder}} = 4.277544567$$

Jari-jari inersia penampang balok beton,

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 0.741819695 \text{ m}$$

$$K_e = \frac{A_t}{A} \left(1 + \frac{e_s^2}{i^2} \right) = 0.033121$$

Tegangan besi prategang sebelum loss of prestress (di tengah bentang):

$$\sigma_{pi} = \frac{n_s P_{bs}}{A_t} = 1861195.542 \text{ kPa}$$

Kehilangan tegangan pada besi oleh regangan elastik dengan memperhitungkan pengaruh berat sendiri :

$$\Delta\sigma'_{pe} = \frac{\sigma_{pi} n K_e}{1 + n K_e} = 230965.3874 \text{ kPa}$$

Tegangan beton pada level besinya oleh pengaruh gaya prategang Pt :

$$\sigma_{bt} = \frac{\Delta\sigma'_{pe}}{n} - \frac{M_{girders} e_s}{I_x} = 41519.34936 \text{ kPa}$$

Kehilangan tegangan pada besi oleh regangan elastik tanpa pengaruh berat sendiri :

$$\Delta\sigma_{pe} = \frac{1}{2} n \sigma_{bt} = 88800.43365 \text{ kPa}$$

Loss of prestress karena pemendekan elastis:

$$\Delta P_e = \Delta\sigma_{pe} \times A_t = 929.047897 \text{ kN}$$

4. Kehilangan Tegangan Karena Pengangkur (*Anchoring*)

Panjang tarik masuk (berkisar antara 2 - 7 mm) diambil 2 mm:

$$\Delta L = 0.002 \text{ m}$$

Modulus elastis besi prategang: $E_s = 193000000 \text{ kPa}$

Luas tampang tendon besi prategang: $A_t = 0.0104622 \text{ m}^2$

Loss of prestress karena gesekan angkur: $P_o = 14951.04189 \text{ kN}$

Loss of prestress karena gesekan angkur: $P_x = 14826.4363 \text{ kN}$

Jarak dari ujung sampai tengah bentang balok: $L_x = 17.35 \text{ m}$

Kemiringan diagram gaya :

$$m = \tan \omega = \frac{P_o - P_x}{L_x} = 7.181878508 \text{ kN/m}$$

Jarak pengaruh kritis slip angkur dr ujung :

$$L_{max} = \sqrt{\frac{\Delta L E_s A_t}{m}} = 23.71297996$$

Loss of prestress karena angkur:

$$\Delta P = 2 L_{max} \tan \omega = 340.6074823 \text{ kN}$$

$$P'_{max} = P_0 - \frac{\Delta P}{2} = 14780.73815 \text{ kN}$$

5. Kehilangan Tegangan Karena Relaxation Of Tendon

a. Pengaruh susut (*Shrinkage*)

$$\Delta \varepsilon_{su} = \varepsilon_b k_b k_e k_p$$

ε_b = regangan dasar susut (basic shrinkage strain). Untuk kondisi kering udara dengan kelembaban < 50%, Dari Tabel 6.4 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh:

$$\varepsilon_b = 0.0006$$

k_b = koefisien yang tergantung pada pemakaian air semen (water cement ratio) untuk beton Kualitas tinggi dengan faktor air semen, $w = 0.4$, Cement content = 4.5 kN/m^3 , $k_b = 0.905$

k_e = koefisien yang tergantung pada tebal teoritis (em)

Luas penampang balok, $A = 0.7523 \text{ m}^2$

Keliling penampang balok yang berhubungan dengan udara luar, $K = 4.763 \text{ m}$

$$e_m = \frac{2A}{K} = 0.315893345 \text{ m}$$

Dari Kurva 6.2 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh : $k_e = 0.734$

k_p = koefisien yang tergantung pada luas tulangan besi memanjang non prategang.

Presentase luas tulangan memanjang terhadap luas tampang balok:

$$p = 0.5 \%$$

$$k_p = 100 / (100 + 20p) = 0.999$$

$$\Delta \varepsilon_{su} = \varepsilon_b k_b k_e k_p = 0.000398164$$

Modulus elastis besi prategang (strand), $E_s = 193000000 \text{ kPa}$

Tegangan susut : $\sigma_{sh} = \Delta \varepsilon_{su} E_s = 76845.62038 \text{ kPa}$

b. Pengaruh Rayapan (Creep)

P initial (keadaan saat transfer) di tengah bentang:

$$P_i = P_x - \Delta P_e = 13897.39 \text{ kN}$$

$$\frac{P_i}{n_s P_{bs}} = (\%) 71.4 \text{ UTS}$$

$$M_{\text{girder}} = 5923.17 \text{ kNm}$$

$$E_{\text{girder}} = 45119342.9 \text{ kPa}$$

$$W_a = 0.38049 \text{ m}^3, \quad e_s = 0.872 \text{ m}$$

$$W_b = 0.40910 \text{ m}^3, \quad A = 0.7523 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas,

$$f_a = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i e_s}{W_a} - \frac{M_{\text{girder}}}{W_a} = -2192.284702 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i e_s}{W_b} + \frac{M_{\text{girder}}}{W_b} = -33615.41488 \text{ kPa}$$

Regangan karena creep,
$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_c}{E_{\text{girder}}} k_b k_c k_d k_e k_{tn}$$

k_c = koefisien yang tergantung pada kelembaban udara, untuk perhitungan diambil kondisi kering dengan kelembaban udara < 50%.

Dari Tabel 6.5 (NAASRA Bridge Design Specification) diperoleh: $k_c = 3$

k_d = koefisien yang tergantung pada derajat pengerasan beton saat dibebani dan pada suhu rata-rata di sekelilingnya selama pengerasan beton.

Karena grafik pada gambar 6.4 didasarkan pada temperatur 20° C, sedang temperatur rata-rata di Indonesia umumnya lebih dari 20° C, maka perlu ada koreksi waktu pengerasan beton sebagai berikut :

Jumlah hari dimana pengerasan terjadi pada suhu rata-rata T,

$$t = 28 \text{ hari}$$

Temperatur udara rata-rata,

$$T = 27.5^\circ \text{C}$$

Umur pengerasan beton terkoreksi saat dibebani :

$$t' = t \frac{T+10}{30} = 35 \text{ hari}$$

Dari Kurva 6.4 (NAASRA Bridge Design Specification) untuk semen normal tipe I diperoleh : $k_d = 0.938$

ktn = koefisien yang tergantung pada waktu (t) dimana pengerasan terjadi dan tebal teoritis (em).

untuk, $t = 28$ hari, $em = 0.315893345$ m

Dari Kurva 6.4 (NAASRA Bridge Design Specification) untuk semen normal tipe I diperoleh : $k_{tn} = 0.2$

$f_c = f_b = 33615.41488$ kPa

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_c}{E_{girder}} k_b k_c k_d k_e k_{tn} = 0.00028$$

Tegangan karena creep, $\sigma_{cr} = \varepsilon_{cr} \cdot E_s = 53756.5943$ kPa

$$\Delta\sigma_{sc} = \sigma_{cr} + \sigma_{sh} = 130602.2147 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{P_i}{A_t} = 1328342.834 \text{ kPa}$$

Besar tegangan terhadap UTS (%) = 71.4 UTS

X = 0 Jika : $\sigma_{pi} < 50\%$ UTS

X = 1 Jika : $\sigma_{pi} = 50\%$ UTS

X = 2 Jika : $\sigma_{pi} = 70\%$ UTS Nilai, X= 1

Relaxasi setelah 1000 jam pada 70% beban putus (UTS):

c = 1.5 % 60.3 % UTS

$$\sigma_r = X c (\sigma_{pi} - \Delta\sigma_{sc}) = 17966.10929 \text{ kPa}$$

Loss of Prestress jangka panjang =

$$\Delta\sigma_{sc} + \sigma_r = 148568.324 \text{ kPa}$$

$$\Delta P = (\Delta\sigma_{sc} + \sigma_r) \cdot A_t = 1554.351519 \text{ kN}$$

Gaya efektif di tengah bentang balok : $P_{eff} = P_i - \Delta P = 12343.04 \text{ kN}$

Kehilangan gaya prategang total,

$$\left(1 - \frac{P_{eff}}{P_j}\right) \times 100\% = 19.92\% \approx 20\%$$

Cukup dekat dengan estimasi awal

(kehilangan gaya prategang akhir = 20%) OK!

Kontrol tegangan pada tendon besi pasca tarik segera setelah penyaluran gaya prategang

Tegangan izin tendon besi pasca tarik :

$$0.70 f_{pu} = 1302000 \text{ kPa}$$

Tegangan yang terjadi pada tendon besi pasca tarik:

$$f_p = \frac{P_{eff}}{A_t} = 1179775 \text{ kPa} < 0.7 f_{pu} \text{ (OK)}$$

Kontrol tegangan pada tendon besi pasca tarik segera setelah penyaluran gaya prategang

Tegangan izin tendon besi pasca tarik :

$$0.70 f_{pu} = 1302000 \text{ kPa}$$

Tegangan yang terjadi pada tendon besi pasca tarik:

$$f_p = \frac{P_{eff}}{A_t} = 1179775 \text{ kPa} < 0.7 f_{pu} \text{ (OK)}$$

Tabel 4. 84 Kehilangan gaya prategang girder bentang 49,7m

Gaya	(kN)	Loss of prestess	% UTS
Pj	15413.45	Anchorage friction	76.28
Po	14951.04	Jack friction	73.99
Px	14826.44	Elastic shortening	73.37
Pi	13897.39	Elastic shortening	68.78
Peff	12343.04		61.08
Loss of prestress =	19.92	%	

12. Tegangan yang terjadi pada penampang balok

Menurut Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (Bridge Design Code), tegangan beton sesaat setelah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadi kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) tidak boleh melampaui nilai berikut:

- 1) Tegangan serat tekan terluar harus $\leq 0.6 \cdot f_{ci}'$ dengan $f_{ci}' = 0.8 \cdot f_{ci}'$

- 2) Tegangan serat tarik terluar harus $\leq 0.5 f_c'$ dengan $f_{ci}' = 0.8 f_c'$

Tegangan beton pada kondisi beban layan (setelah memperhitungkan semua kehilangan tegangan) tidak boleh melebihi nilai sebagai berikut :

- 1) Tegangan serat tekan terluar karena pengaruh prategang, beban mati, dan beban hidup $\leq 0.45 f_c'$
- 2) Tegangan serat tarik terluar yang pada awalnya mengalami tekan, $\leq 0.5 f_c'$

1. Keadaan Awal (Saat Transfer)

Kualitas beton balok prategang, K - 800

Kuat tekan beton, $f_c' = 0.83 K / 10 \cdot 1000 = 66400 \text{ kPa}$

Kuat tekan beton pada kondisi awal (saat transfer),

$$f_{ci}' = 0.8 f_c' = 53120 \text{ kPa}$$

Tegangan izin tekan beton,

$$-0.6 f_{ci}' = -31872 \text{ kPa}$$

$$P_t = 13101.43 \text{ kN}$$

$$W_a = 0.38049 \text{ m}^3$$

$$A = 0.7523 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{girder}} = 5923.17 \text{ kNm}$$

$$W_b = 0.40910 \text{ m}^3$$

$$e_s = 0.872 \text{ m}$$

Tegangan di serat atas,

$$f_{ca} = -P_t/A + P_t \cdot e_s/W_a - M_{\text{girder}}/W_a = -2958.33 < -0.6 f_{ci}' \text{ (Aman)}$$

Tegangan di serat bawah,

$$f_{cb} = -P_t/A - P_t \cdot e_s/W_b + M_{\text{girder}}/W_b = -2938.53 < -0.6 f_{ci}' \text{ (Aman)}$$

2. Keadaan Setelah Loss Of Prestress

Kualitas beton balok prategang, K - 800

Kuat tekan beton, $f_c' = 0.83 K / 10 \cdot 1000 = 66400 \text{ kPa}$

Tegangan izin tekan beton, $-0.45 f_c' = -29880 \text{ kPa}$

$$P_{\text{eff}} = 12343.04 \text{ kN}$$

$$W_a = 0.38049 \quad \text{m}^3$$

$$A = 0.7523 \quad \text{m}^2$$

$$M_{\text{girder}} = 5923.17 \quad \text{kNm}$$

$$W_b = 0.40910 \quad \text{m}^3$$

$$e_s = 0.872 \quad \text{m}$$

Tegangan di serat atas,

$$f_b = -\frac{P_{\text{eff}}}{A} - \frac{P_{\text{eff}} e_s}{W_a} + \frac{M_{\text{girder}}}{W_a} = -3688.22 < -0.45 f'_{ci} \text{ (Aman)}$$

Tegangan di serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_{\text{eff}}}{A} - \frac{P_{\text{eff}} e_s}{W_b} + \frac{M_{\text{girder}}}{W_b} = -28236.35 < -0.45 f'_{ci} \text{ (Aman)}$$

3. Keadaan Setelah Pelat Lantai Selesai Dicor (Beton Muda)

Kualitas beton balok prategang, K - 800

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 0.83 \cdot K / 10 \cdot 1000 = 66400 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan izin tekan beton, } -0.45 \cdot f'_c = -29880 \text{ kPa}$$

$$M_{\text{girder}} = 5923.17 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{pelat}} = 3570.05 \text{ kNm}$$

$$P_{\text{eff}} = 12343.04 \text{ kN}$$

$$W_a = 0.38049 \text{ m}^3$$

$$A = 0.7523 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{girder}} + M_{\text{pelat}} = 9493.22 \text{ kNm}$$

$$W_b = 0.40910 \text{ m}^3$$

$$e_s = 0.872 \text{ m}$$

Tegangan di serat atas,

$$f_a = -\frac{P_{\text{eff}}}{A} + \frac{P_{\text{eff}} e_s}{W_a} - \frac{M_{\text{girder}+\text{pelat}}}{W_a} = -13071.08 < -0.45 f'_{ci} \text{ (Aman)}$$

Tegangan di serat bawah,

$$f_b = -\frac{P_{\text{eff}}}{A} - \frac{P_{\text{eff}} e_s}{W_b} + \frac{M_{\text{girder}+\text{pelat}}}{W_b} = -19509.73 < -0.45 f'_{ci} \text{ (Aman)}$$

4. Keadaan Setelah Pelat Dan Balok Menjadi Komposit

Kualitas beton balok prategang, K - 800

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c = 0.83 \left(\frac{K}{10} \right) \cdot 1000 = 66400 \text{ kPa}$$

$$\text{Tegangan izin tekan beton, } -0.45 f'_c = -29880 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned}
M_{\text{girder}} &= 5923.17 \text{ kNm}, & A_c &= 1.0120 \text{ m}^2 \\
M_{\text{pelat}} &= 3570.05 \text{ kNm}, & W_{ac} &= 0.68115 \text{ m}^3 \\
P_{\text{eff}} &= 12343.04 \text{ kN}, & W'_{ac} &= 0.90037 \text{ m}^3 \\
M_{\text{girder+pelat}} &= 9493.22 \text{ kNm}, & W_{bc} &= 0.52856 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

Eksentrisitas tendon untuk penampang komposit :

$$e'_s = e_s + (y_{bc} - y_b) = 1.183$$

Tegangan beton di serat atas pelat :

$$f_{ac} = -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} + \frac{P_{\text{eff}} e'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W_{ac}} = -4693.19 \text{ kPa} < 0.45 f'_c \text{ (Aman)}$$

Tegangan beton di serat atas balok:

$$f'_{ac} = -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} + \frac{P_{\text{eff}} e'_s}{W'_{ac}} - \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W'_{ac}} = -6520.22 \text{ kPa} < -0.45 f'_c \text{ (Aman)}$$

Tegangan beton di serat bawah balok :

$$f_{bc} = -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} - \frac{P_{\text{eff}} e'_s}{W_{bc}} + \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W_{bc}} = -21867.28 \text{ kPa} < -0.45 f'_c \text{ (Aman)}$$

13. Tegangan yang terjadi pada balok komposit

1. Tegangan Karena Berat Sendiri (MS)

Momen karena berat sendiri, $M_{MS} = 11161.83 \text{ kNm}$

$$A_c = 1.0120 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat :

$$f_{ac} = -\frac{M_{MS}}{W_{ac}} = -16386.73314 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok :

$$f'_{ac} = -\frac{M_{MS}}{W'_{ac}} = -12396.91252 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok:

$$f_{bc} = \frac{M_{MS}}{W_{bc}} = 21117.58064 \text{ kPa}$$

2. Tegangan Karena Beban Mati Tambahan (MA)

Momen karena berat sendiri, $MMA = 908.22 \text{ kNm}$

$$A_c = 1.0120 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat :

$$f_{ac} = -\frac{M_{MS}}{W_{ac}} = -1333.363257 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok :

$$f'_{ac} = -\frac{M_{MS}}{W'_{ac}} = -1008.717694 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok:

$$f_{bc} = \frac{M_{MS}}{W_{bc}} = 1718.305038 \text{ kPa}$$

3. Tegangan Karena Susut Dan Rangkak (SR)

a. Tegangan Karena Susut Beton (*Shrinkage*)

gaya internal yang timbul karena susut (menurut NAASRA Bridge Design Specification) dinyatakan dengan :

$$P_s = A_{\text{pelat}} E_{\text{pelat}} \Delta \epsilon_{su} n \left(\frac{1 - e - c_f}{c_f} \right)$$

$$A_{\text{pelat}} = \text{luas penampang pelat,} \quad A_{\text{pelat}} = B_{\text{eff}} \times h_0 = 0.260 \text{ m}^2$$

$$E_{\text{pelat}} = \text{modulus elastis balok,} \quad E_{\text{pelat}} = 25332084.40 \text{ kPa}$$

$$e = \text{bilangan natural,} \quad e = 2.7183$$

$$n = E_{\text{pelat}}/E_{\text{balok}}, \quad n = 0.561446218$$

$$k_b = 0.905 \quad k_c = 3$$

$$A_c = 1.0120 \text{ m}^2 \quad k_d = 0.938$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3 \quad k_e = 0.734$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3 \quad k_{tn} = 0.2$$

$$W'_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

eksentrisitas tendon, $e' = y_{ac} - h_o / 2 = 0.902 \text{ m}$

Gaya internal yang timbul karena susut :

$$\Delta \varepsilon_{su} = \varepsilon_b k_b k_c k_d k_e = 0.000398164$$

$$c_f = k_b k_c k_d k_e (1 - k_{tn}) = 1.495404624$$

$$P_s = A_{\text{pelat}} E_{\text{pelat}} \Delta \varepsilon_{su} n \left(\frac{1 - e - c_f}{c_f} \right) = 762.9159261 \text{ kN}$$

Tegangan karena susut yang terjadi :

Tegangan beton di serat atas pelat :

$$f_{ca} = \frac{P_s}{A_c} - \frac{P_s e'}{W_{ac}} = -256.1412531 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok :

$$f'_{ca} = \frac{P_s}{A_c} - \frac{P_s'}{W'_{ac}} = -10.2194963 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok:

$$f_{cb} = \frac{P_s}{A_c} + \frac{P_s e'}{W_{bc}} = 2055.523261 \text{ kPa}$$

b. Tegangan Karena Rangkak Beton (*Creep*)

Residual creep (menurut NAASRA Bridge Design Specification) dinyatakan dengan persamaan:

$$\sigma_{cr} = (1 - e - c_f) (\sigma_2 - \sigma_1)$$

σ_2 = tegangan pada balok komposit pada kondisi awal sebelum loss of prestress,

σ_1 = tegangan pada balok komposit pada kondisi akhir setelah loss of prestress.

$$c_f = \text{the residual creep factor} = k_b k_c k_d k_e (1 - k_{tn}) = 1.495404624$$

$$e = \text{bilangan natural} = 2.7183$$

$$(1 - e - c_f) = 0.775844354$$

$$P_i = 13897.39 \text{ kN}$$

$$A_c = 1.0120 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{eff}} = 12343.04 \text{ kN}$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

$$e's = 1.183 \text{ m}$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3$$

$$M_{\text{balok+pelat}} = 9493.22 \text{ kNm}$$

$$W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

Tegangan pada balok sebelum loss of prestress,

Tegangan beton di serat atas pelat :

$$f_{ac} = -\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i e'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W_{ac}} = -3529.116477 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok :

$$f'_{ac} = -\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i e'_s}{W'_{ac}} - \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W'_{ac}} = -6013.549626 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok:

$$f_{ac} = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i e'_s}{W_{bc}} + \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W_{bc}} = -26882.78808 \text{ kPa}$$

Tegangan pada balok setelah loss of prestress,

Tegangan beton di serat atas pelat:

$$f_{ac} = -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} + \frac{P_{\text{eff}} e'_s}{W_{ac}} - \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W_{ac}} = -4693.188645 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok:

$$f'_{ac} = -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} + \frac{P_{\text{eff}} e'_s}{W'_{ac}} - \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W'_{ac}} = -6520.219572 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok :

$$f_{bc} = -\frac{P_{\text{eff}}}{A_c} - \frac{P_{\text{eff}} e'_s}{W_{bc}} + \frac{M_{\text{balok+pelat}}}{W_{bc}} = -21867.27936 \text{ kPa}$$

Tabel 4. 85 Tegangan karena rangkai beton girder bentang 49,7m

		σ_2	σ_1	$\sigma_2 - \sigma_1$	$(1 - e^{-cf}) =$	σ_{cr}
		(kPa)	(kPa)			(kPa)
Tegangan beton di serat atas pelat.	$f_{ca} =$	-4693.19	-3529.12	-1164.07	0.775844354	-903.14

		σ_2	σ_1	$\sigma_2 - \sigma_1$	$(1 - e^{-cf}) =$	σ_{cr}
		(kPa)	(kPa)			(kPa)
Tegangan beton di serat atas balok,	$f_{ca} =$	-6520.22	-6013.55	-506.67	0.775844354	-393.10
Tegangan beton di serat bawah balok,	$f_{cb} =$	-21867.28	-26882.79	-5015.51	0.775844354	-3891.25

c. Superposisi tegangan susut dan rangkak

Tabel 4. 86 Superposisi tegangan susut dan rangkak girder bentang 49,7m

Tegangan pada beton karena		SUSUT		RANGKAK		SUSUT DAN RANGKAK	
Tegangan beton di serat atas pelat:	$f_{ca} =$	-256.14	kPa	-903.14	kPa	-1159.28	kPa
Tegangan beton di serat atas balok:	$f'_{ca} =$	-10.22	kPa	-393.10	kPa	-403.32	kPa
Tegangan beton di serat bawah balok:	$f_{cb} =$	2055.52	kPa	-3891.2	kPa	-1835.7	kPa

4. Tegangan Karena Prategang (PR)

Gaya prategang efektif,

$$P_{eff} = 12343.04 \quad \text{kN}$$

$$\text{Eksentrisitas, } e'_s = 1.183 \quad \text{m}$$

$$A_c = 1.0120 \quad \text{m}^2$$

$$W_{ac} = 0.68115 \quad \text{m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \quad \text{m}^3$$

$$W_{bc} = 0.52856 \quad \text{m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat,

$$f_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} e'_s}{W_{ac}} = 9243.85 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok,

$$f'_{ac} = -\frac{P_{eff}}{A_c} + \frac{P_{eff} e'_s}{W'_{ac}} = 4023.44 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$f_{bc} = -\frac{P_{eff}}{A_c} - \frac{P_{eff} e'_s}{W_{bc}} = -39827.93 \text{ kPa}$$

5. Tegangan Karena Beban Lajur "D" (TD)

Momen balok karena beban lajur "D",

$$MTD = 5240.87 \text{ kNm}$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat.

$$f_{ac} = -MTD/W_{ac} = -7694.135191 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok,

$$f'_{ac} = -MTD/W'_{ac} = -5820.777095 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$f_{bc} = MTD/W_{bc} = 9915.430916 \text{ kPa}$$

6. Tegangan Karena Gaya Rem (TB)

Momen balok karena gaya rem

$$MTB = 78.17 \text{ kNm}$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat,

$$f_{ac} = -MTB/W_{ac} = -114.7611009 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok,

$$f'_{ac} = -MTB/W'_{ac} = -86.81921633 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$f_{bc} = MTB/W_{bc} = 147.8926143 \text{ kPa}$$

7. Tegangan Karena Beban Angin (EW)

Momen balok karena beban rem

$$MEW = 310.53 \text{ kNm}$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat.

$$f_{ac} = -MEW/W_{ac} = -455.8838945 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok,

$$f'_{ac} = -MEW/W'_{ac} = -344.8858728 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$f_{bc} = MEW/W_{bc} = 587.4975094 \text{ kPa}$$

8. Tegangan Karena Beban Gempa (EQ)

Momen balok karena beban gempa

$$MEQ = 1207.01 \text{ kNm}$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

$$W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

Tegangan beton di serat atas pelat,

$$f_{ac} = -MEQ/W_{ac} = -1772.009639 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat atas balok,

$$f'_{ac} = -MEQ/W'_{ac} = -1340.563022 \text{ kPa}$$

Tegangan beton di serat bawah balok,

$$f_{bc} = MEQ/W_{bc} = 2283.588567 \text{ kPa}$$

9. Tegangan Karena Pengaruh Temperatur (ET)

Gaya internal karena perbedaan temperatur:

$$P_t = A_t \cdot E_{balok} \cdot b \cdot (T_a + T_b) / 2$$

$$\text{Perbedaan temperatur, } \Delta T = 15$$

$$A_t = \text{Luas tampang yang ditinjau}$$

$$\text{Modulus elastis balok, } E_{girdler} = 25332084.40 \text{ kPa}$$

T_a = Perbedaan temperatur gradien bagian atas

Koefisien muai,

$b = 0.00001 / ^\circ\text{C}$

T_b = Perbedaan temperatur gradien bagian bawah

$A_c = 1.0120 \text{ m}^2$, $W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$, $B_{eff} = 1.039 \text{ m}$

$y_{ac} = 1.027 \text{ m}$, $W'_{ac} = 0.90037 \text{ m}^3$, $h = 2.10 \text{ m}$

$y_{bc} = 1.323 \text{ m}$, $W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$, $h' = 0.85 \text{ m}$

Momen Karena Temperatur

Tabel 4. 87 Perhitungan momen karena pengaruh temperatur girder bentang 49,7m

No	lebar	tebal	Luas	Temperatur			Gaya
	b	h	At	atas	bawah	$(T_a+T_b)/2$	Pt
	(m)	(m)	(m ²)	$T_a (^\circ\text{C})$	$T_b (^\circ\text{C})$	$(^\circ\text{C})$	(kg)
0	1.039	0.25	0.2596	15	10	12.5	822.24
1	0.64	0.07	0.0448	10	9.3	9.65	109.52
2	0.80	0.13	0.104	9.3	8	8.65	227.89
3	0.30	0.12	0.036	8	6.8	7.4	67.48
4	0.20	0.85	0.17	8	0	4	172.26
						$\Sigma P_t =$	1399.39

Eksentrisitas, $e_p = \Sigma M_{pt} / \Sigma P_t = 0.727 \text{ m}$

Tegangan yang terjadi karena perbedaan temperatur:

Tegangan beton di serat atas pelat.

$f_{ca} = -E_{balok} \cdot b \cdot \Delta T + \Sigma P_t / A_c + \Sigma P_t \cdot e_p / W_{ac} = -923.92 \text{ kPa}$

Tegangan beton di serat atas balok,

$f'_{ca} = -E_{balok} \cdot b \cdot \Delta T + \Sigma P_t / A_c + \Sigma P_t \cdot e_p / W'_{ac} = -1287.45 \text{ kPa}$

Tegangan beton di serat bawah balok,

$f_{cb} = \Sigma P_t / A_c - \Sigma P_t \cdot e_p / W_{bc} = -541.26 \text{ kPa}$

14. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi Pembebanan

Kualitas Beton: K - 800

Kuat tekan beton, $f_c' = 0.83 \cdot K / 10 \cdot 1000 \cdot 0.8 = 53120 \text{ kPa}$

Tegangan izin tekan beton: $F_c' = -0.45 \cdot f_c' = -23904 \text{ kPa}$

Tegangan izin tarik beton: $F_c = 0.5 \cdot \sqrt{f_c'} = 115 \text{ kPa}$

1. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 1

Tabel 4. 88 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 1 girder bentang 49,7m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB
σ_{ac}	-16386.7	-1333.4	-1159.3	9243.8	-7694.1	-114.8
σ'_{ac}	-12396.9	-1008.7	-403.3	4023.4	-5820.8	-86.8
σ_{bc}	21117.6	1718.3	-1835.7	-39827.9	9915.4	147.9

Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
-17444.4	-23904	OK
-15693.1	-23904	OK
-8764.5	-23904	OK

2. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 2

Tabel 4. 89 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 2 girder bentang 49,7m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET
σ_{ac}	-16386.7	-1333.4	-1159.3	9243.8	-7694.1	-114.8	-923.9
σ'_{ac}	-12396.9	-1008.7	-403.3	4023.4	-5820.8	-86.8	-1287.4
σ_{bc}	21117.6	1718.3	-1835.7	-39827.9	9915.4	147.9	-541.3

Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
-18368.35	-23904	OK
-16980.55	-23904	OK
-9305.71	-23904	OK

3. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 3

Tabel 4. 90 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 3 girder bentang 49,7m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB	EW
σ_{ac}	-16386.7	-1333.4	-1159.3	9243.8	-7694.1	-114.8	-455.9
σ'_{ac}	-12396.9	-1008.7	-403.3	4023.4	-5820.8	-86.8	-344.9
σ_{bc}	21117.6	1718.3	-1835.7	-39827.9	9915.4	147.9	587.5

Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
-17900.31	-23904	OK
-16037.99	-23904	OK
-8176.96	-23904	OK

4. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 4

Tabel 4. 91 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 4 girder bentang 49,7m

Teg	MS	MA	SR	PR	TD	TB
σ_{ac}	-16386.7	-1333.4	-1159.3	9243.8	-7694.1	-114.8
σ'_{ac}	-12396.9	-1008.7	-403.3	4023.4	-5820.8	-86.8
σ_{bc}	21117.6	1718.3	-1835.7	-39827.9	9915.4	147.9

ET	EW	Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
-923.9	-455.9	-18824.23	-23904	OK
-1287.4	-344.9	-17325.43	-23904	OK
-541.3	587.5	-8718.22	-23904	OK

5. Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 5

Tabel 4. 92 Kontrol Tegangan Terhadap Kombinasi 5 girder bentang 49,7m

Teg	MS	MA	SR	PR	EQ
σ_{ac}	-16386.7	-1333.4	-1159.3	9243.8	-1772.0
σ'_{ac}	-12396.9	-1008.7	-403.3	4023.4	-1340.6
σ_{bc}	21117.6	1718.3	-1835.7	-39827.9	2283.6

Tegangan Komb	Tegangan izin	Ket
-11407.54	-23904	OK
-11126.07	-23904	OK
-16544.19	-23904	OK

Kesimpulan:

Untuk berbagai kombinasi beban tidak terjadi tegangan tarik pada balok prategang, sehingga sistim sambungan segmental pada balok cukup menggunakan epoxy tanpa angkur.

15. Pembesian *end block*

Gaya prategang karena *jacking* pada masing-masing cable: $P_j = p_o * n_s * P_{bs}$

Tabel 4. 93 Perhitungan pembesian end block girder bentang 49,7m

No	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL		ns	Pbs	po	Pj	Sudut
	Sc ton	Dim mm	P ton	Dim mm	strand	kN		kN	°
1	22	265	19	250	22	182.28	0.75	3007.62	3.51
2	22	265	19	250	22	182.28	0.75	3007.62	3.22
3	22	265	19	250	22	182.28	0.75	3007.62	2.93
4	22	265	19	250	22	182.28	0.75	3007.62	1.95
5	22	265	19	250	22	182.28	0.75	3007.62	0.97

Momen Statis Penampang Balok

Letak titik berat :

$$y_a = 1.088 \text{ m}$$

$$y_b = 1.012 \text{ m}$$

Momen Statis Luasan Bagian Atas (S_{xa})

Tabel 4. 94 Momen statis luasan bagian atas girder bentang 49,7m

No	Lebar	Tinggi	Shape	Luas	Lengan	Momen
	b	h		A	y	A*y
	m	m		m ²	m	m ³
1	0.64	0.07	1	0.045	1.053	0.047
2	0.80	0.13	1	0.104	0.955	0.099
3	0.30	0.12	1	0.036	0.848	0.031
4	0.20	0.890	1	0.178	0.643	0.114
					S _{xa} =	0.291

Momen Statis Luasan Bagian Bawah (S_{xb})

Tabel 4. 95 Momen statis luasan bagian bawah

No	Lebar	Tinggi	Shape	Luas	Lengan	Momen
	b	h		A	y	A*y
	m	m		m ²	m	m ³
4	0.20	0.760	1	0.152	0.382	0.058
5	0.25	0.25	1	0.063	0.679	0.042
6	0.70	0.25	1	0.175	0.887	0.155
					S _{xb} =	0.256

1. Perhitungan Untuk Bursting Force

Perbandingan perbandingan lebar pelat angkur untuk sengkang arah vertikal

$$r_a = a_1/a$$

Perbandingan perbandingan lebar pelat angkur untuk sengkang arah

horizontal

$$r_b = b_1/b$$

Bursting force untuk sengkang arah vertikal

$$P_{bta} = 0,30 \cdot (1 - r_a) \cdot P_j$$

Bursting force untuk sengkang arah horizontal

$$P_{bth} = 0,30 \cdot (1 - r_b) \cdot P_j$$

Luas tulangan sengkang arah vertikal yang diperlukan

$$A_{ra} = P_{bta} / (0,85 \cdot f_s)$$

Luas tulangan sengkang arah horizontal yang diperlukan

$$A_{rh} = P_{bth} / (0,85 \cdot f_s)$$

f_s = tegangan izin tarik besi sengkang

Kualitas besi sengkang = U- 32

Tegangan leleh besi sengkang, f_y = 320000 kPa

Tegangan izin besi sengkang, $f_s = 0,578 \cdot f_y$ = 184960 kPa

Digunakan sengkang tertutup berdiameter : 2 D 13 mm

Luas penampang sengkang :

$$\begin{aligned} A_s &= 2 \cdot \pi / 4 \cdot D^2 = 265.33 \text{ mm}^2 \\ &= 0.0002653 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Jumlah sengkang vertikal yang diperlukan :

$$n = A_{ra} / A_s$$

Jumlah sengkang horizontal yang diperlukan :

$$n = A_{rh} / A_s$$

Perhitungan Sengkang Arah Vertikal

Tabel 4. 96 Perhitungan sengkang arah vertikal girder bentang 49,7m

No	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL	
	Sc(ton)	Dim (mm)	P(ton)	Dim (mm)
1	19	265	19	250
2	19	265	19	250
3	19	265	19	250
4	19	265	19	250
5	19	265	19	250

Pj	a1	a	ra	Pbta	Ara	Jumlah
(kN)	(mm)	(mm)		(kN)	(m2)	Senggang
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5

Perhitungan Senggang Arah Horizontal

Tabel 4. 97 Perhitungan senggang arah horizontal girder bentang 49,7m

No	Angkur hidup VSL		Angkur mati VSL	
	Sc(ton)	Dim (mm)	P(ton)	Dim (mm)
1	19	265	19	250
2	19	265	19	250
3	19	265	19	250
4	19	265	19	250
5	19	265	19	250

Pj	a1	a	ra	Pbta	Ara	Jumlah
(kN)	(mm)	(mm)		(kN)	(m2)	Senggang
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5
3007.62	265	340	0.78	199.0336	0.0012659	5

2. Jumlah Sengkang Yang Digunakan Untuk *Bursting Force*

Tabel 4. 98 Perhitungan sengkang yang digunakan untuk *bursting force* girder bentang 49,7m

NO	Angkur hidup VSL		Angkur MATI VSL		Jumlah
	Sc(ton)	Dim (mm)	P(ton)	Dim (mm)	Sengkang
1	19	265	19	265	5
2	19	265	19	265	5
3	19	265	19	265	5
4	19	265	19	265	5
5	19	265	19	265	5

3. Tinjauan Terhadap Geser

$V =$ Gaya geser karena beban

$M =$ Momen karena beban

Eksentrisitas tendon : $e = Y = 4 \cdot f \cdot (X/L^2) \cdot (L-X)$

Sudut kemiringan tendon :

$$\alpha = \text{ATAN} [4 \cdot f \cdot (L-2 \cdot X)/L^2]$$

Komponen gaya arah x $P_x = P_{eff} \cdot \cos \alpha$

Komponen gaya arah y $P_y = P_{eff} \cdot \sin \alpha$

Resultan gaya geser, $V_r = V - P_y$

Tegangan geser yang terjadi $\sigma_v = V_r \cdot S_x / (b \cdot I_x)$

Untuk tinjauan geser di atas garis netral :

Tegangan beton di serat atas :

$$\sigma_a = - P_x/A + P_x \cdot e / W_a - M/W_a$$

Sudut bidang geser,

$$\gamma = 1/2 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot \sigma_v / \sigma_a)$$

Jarak sengkang yang diperlukan,

$$a_s = \sigma_a \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$$

Tegangan beton di serat bawah :

$$\sigma_b = - P_x/A + P_x \cdot e / W_b - M/W_b$$

Sudut bidang geser,

$$\gamma = 1/2 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot \sigma_v / \sigma_b)$$

Jarak sengkang yang diperlukan,

$$a_s = \sigma_b \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$$

A_t = luas tulangan geser,

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berdiameter $D = 13$

$$A_t = \pi/4 \cdot D^2 = 132.665 \quad \text{mm}^2$$

4. Resume Persamaan Untuk Tinjauan Geser

Persamaan 1 $e = Y = 4 \cdot f \cdot (X/L^2) \cdot (L-X)$

Persamaan 2 $\alpha = \text{ATAN} [4 \cdot f \cdot (L-2 \cdot X)/L^2]$

Persamaan 3 $P_x = P_{\text{eff}} \cdot \cos \alpha$

Persamaan 4 $P_y = P_{\text{eff}} \cdot \sin \alpha$

Persamaan 5 $V_r = V - P_y$

Persamaan 6 $\sigma_v = V_r \cdot S_x / (b \cdot I_x)$

Persamaan 7 $\sigma_a = -P_x/A + P_x \cdot e / W_a - M/W_a$

Persamaan 8 $\gamma = 1/2 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot \sigma_v / \sigma_a)$

Persamaan 9 $a_s = \sigma_a \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$

atau

Persamaan 7' $\sigma_b = -P_x/A + P_x \cdot e / W_b - M/W_b$

Persamaan 8' $\gamma = 1/2 \cdot \text{ATAN}(2 \cdot \sigma_v / \sigma_b)$

Persamaan 9' $a_s = \sigma_b \cdot A_t / (\sigma_v \cdot b \cdot \tan \gamma)$

$A_t = 0.000132665 \quad \text{m}^2$

$f = 0.872 \quad \text{m}$

$L = 49.70 \quad \text{m}$

$P_{\text{eff}} = 12343.04 \quad \text{kN}$

$b = 0.3 \quad \text{m}$

$A = 0.752 \quad \text{m}^2$

$I_x = 0.41399 \quad \text{m}^4$

$S_x = 0.273587796 \quad \text{m}^3$

$W_a = 0.38049 \quad \text{m}^3$

$W_b = 0.40910 \quad \text{m}^3$

a. Tinjauan Geser Di Atas Garis Netral

Tabel 4. 99 Tinjauan geser diatas garis netral girder bentang 49,7m

x	Kombinasi Layan 3	
	Momen	Geser
m	kNm	kN
0	0.00	1270.54
1	1940.24	1221.56
2	3805.72	1172.57
3	5596.44	1123.59
4	7312.41	1074.60
5	8953.62	1025.62
6	10520.07	976.64
7	12011.77	927.65
8	13428.71	878.67
9	14770.89	829.69
10	16038.32	780.70
11	17230.99	731.72
12	18348.90	682.74
13	19392.06	633.75
14	20360.46	584.77
15	21254.11	535.78
16	22072.99	486.80
17	22817.12	437.82
18	23486.50	388.83
19	24081.12	339.85
20	24600.98	290.87
21	25046.08	241.88
22	25416.43	192.90
23	25712.02	143.91
24	25932.85	94.93
24.85	26061.79	53.29

Persamaan								
e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_a (7)	γ (8)	as (9)
m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
0.00	0.07	12312.76	864.07	406.47	895.39	-16366.82	-0.05	0.15
0.07	0.07	12315.14	829.46	392.09	863.73	-19243.63	-0.04	0.22
0.13	0.06	12317.42	794.83	377.74	832.11	-22014.44	-0.04	0.31
0.20	0.06	12319.61	760.18	363.41	800.54	-24679.34	-0.03	0.42
0.26	0.06	12321.70	725.51	349.09	769.00	-27238.43	-0.03	0.56
0.32	0.06	12323.69	690.83	334.79	737.50	-29691.80	-0.02	0.72
0.37	0.05	12325.59	656.13	320.51	706.04	-32039.54	-0.02	0.91
0.42	0.05	12327.38	621.41	306.24	674.61	-34281.73	-0.02	1.14
0.47	0.05	12329.09	586.68	291.99	643.22	-36418.46	-0.02	1.42
0.52	0.04	12330.69	551.93	277.75	611.85	-38449.80	-0.02	1.75
0.56	0.04	12332.20	517.17	263.53	580.52	-40375.82	-0.01	2.14
0.60	0.04	12333.61	482.40	249.32	549.21	-42196.58	-0.01	2.61
0.64	0.04	12334.92	447.62	235.12	517.93	-43912.16	-0.01	3.18
0.67	0.03	12336.13	412.83	220.93	486.67	-45522.60	-0.01	3.87
0.71	0.03	12337.25	378.02	206.75	455.43	-47027.97	-0.01	4.72
0.73	0.03	12338.26	343.21	192.57	424.22	-48428.30	-0.01	5.76
0.76	0.02	12339.18	308.39	178.41	393.02	-49723.66	-0.01	7.08
0.78	0.02	12340.01	273.56	164.26	361.83	-50914.07	-0.01	8.76
0.81	0.02	12340.73	238.73	150.11	330.66	-51999.58	-0.01	10.94
0.82	0.02	12341.35	203.89	135.96	299.51	-52980.21	-0.01	13.84
0.84	0.01	12341.88	169.04	121.82	268.36	-53856.00	0.00	17.81
0.85	0.01	12342.31	134.19	107.69	237.23	-54626.97	0.00	23.45
0.86	0.01	12342.64	99.34	93.56	206.10	-55293.13	0.00	31.83
0.87	0.01	12342.87	64.48	79.43	174.97	-55854.51	0.00	45.06
0.87	0.00	12343.00	29.63	65.30	143.85	-56311.10	0.00	67.76
0.87	0.00	12343.04	0.00	53.29	117.40	-56616.83	0.00	102.85

b. Tinjauan Geser Di Bawah Garis Netral

Tabel 4. 100 Tinjauan geser di bawah garis netral girder bentang 49,7m

x	Kombinasi Layan 3	
	Momen	Geser
m	kNm	kN
0	0.00	1270.54
1	1940.24	1221.56
2	3805.72	1172.57
3	5596.44	1123.59
4	7312.41	1074.60
5	8953.62	1025.62
6	10520.07	976.64
7	12011.77	927.65
8	13428.71	878.67
9	14770.89	829.69
10	16038.32	780.70
11	17230.99	731.72
12	18348.90	682.74
13	19392.06	633.75
14	20360.46	584.77
15	21254.11	535.78
16	22072.99	486.80
17	22817.12	437.82
18	23486.50	388.83
19	24081.12	339.85
20	24600.98	290.87
21	25046.08	241.88
22	25416.43	192.90
23	25712.02	143.91
24	25932.85	94.93
24.85	26061.79	53.29

Persamaan								
e (1)	α (2)	Px (3)	Py (4)	Vr (5)	σ_v (6)	σ_a (7)	γ (8)	as (9)
m	rad	kN	kN	kN	kPa	kPa	rad	m
0.00	0.07	12312.76	864.07	406.47	895.39	-16366.82	-0.05	0.15
0.07	0.07	12315.14	829.46	392.09	863.73	-19042.65	-0.05	0.22
0.13	0.06	12317.42	794.83	377.74	832.11	-21619.87	-0.04	0.30
0.20	0.06	12319.61	760.18	363.41	800.54	-24098.59	-0.03	0.40
0.26	0.06	12321.70	725.51	349.09	769.00	-26478.89	-0.03	0.52
0.32	0.06	12323.69	690.83	334.79	737.50	-28760.85	-0.03	0.67
0.37	0.05	12325.59	656.13	320.51	706.04	-30944.57	-0.02	0.85
0.42	0.05	12327.38	621.41	306.24	674.61	-33030.11	-0.02	1.06
0.47	0.05	12329.09	586.68	291.99	643.22	-35017.55	-0.02	1.31
0.52	0.04	12330.69	551.93	277.75	611.85	-36906.97	-0.02	1.61
0.56	0.04	12332.20	517.17	263.53	580.52	-38698.42	-0.01	1.97
0.60	0.04	12333.61	482.40	249.32	549.21	-40391.97	-0.01	2.39
0.64	0.04	12334.92	447.62	235.12	517.93	-41987.67	-0.01	2.91
0.67	0.03	12336.13	412.83	220.93	486.67	-43485.59	-0.01	3.53
0.71	0.03	12337.25	378.02	206.75	455.43	-44885.78	-0.01	4.30
0.73	0.03	12338.26	343.21	192.57	424.22	-46188.27	-0.01	5.24
0.76	0.02	12339.18	308.39	178.41	393.02	-47393.11	-0.01	6.43
0.78	0.02	12340.01	273.56	164.26	361.83	-48500.34	-0.01	7.95
0.81	0.02	12340.73	238.73	150.11	330.66	-49509.99	-0.01	9.91
0.82	0.02	12341.35	203.89	135.96	299.51	-50422.10	-0.01	12.53
0.84	0.01	12341.88	169.04	121.82	268.36	-51236.68	-0.01	16.12
0.85	0.01	12342.31	134.19	107.69	237.23	-51953.77	0.00	21.21
0.86	0.01	12342.64	99.34	93.56	206.10	-52573.37	0.00	28.78
0.87	0.01	12342.87	64.48	79.43	174.97	-53095.50	0.00	40.72
0.87	0.00	12343.00	29.63	65.30	143.85	-53520.18	0.00	61.21
0.87	0.00	12343.04	0.00	53.29	117.40	-53804.53	0.00	92.88

c. Jarak Senggang Yang Digunakan

x (m)	Jarak Senggang D13		
	Tinjauan geser 1	Tinjauan geser 2	Jarak yang diambil (mm)
0	0.12121	0.121205036	100
1	0.18321	0.179222878	100
2	0.26163	0.251948831	100
3	0.35874	0.341432115	100
4	0.47728	0.450148408	100
5	0.62060	0.581111623	100
6	0.79281	0.738021389	100
7	0.99899	0.925459927	150
8	1.24550	1.149158183	150
9	1.54038	1.416360547	150
10	1.89392	1.736332242	150
11	2.31943	2.121076955	150
12	2.83441	2.586370506	200
13	3.46226	3.153280363	200
14	4.23475	3.850450685	200
15	5.19599	4.717627841	200
16	6.40862	5.811260489	200
17	7.96401	7.213696932	200
18	9.99970	9.048885983	200
19	12.73051	11.51042348	200
20	16.50721	14.91443057	300
21	21.93461	19.80598945	300
22	30.12937	27.19147924	300
23	43.34406	39.10103302	300
24	66.70040	60.15067096	300
24.85	104.26759	94.00802568	300

16. Perhitungan penghubung geser (*Shear Conector*)

Tegangan geser horizontal karena gaya lintang pada penampang yang ditinjau dihitung dengan rumus :

$$f_v = V_i * S_x / (b_v * I_{xc})$$

V_i = Gaya lintang pada penampang yang ditinjau

S_x = Momen statis luasan pelat terhadap titik berat penampang komposit

$$S_x = b_{eff} * h_o * (y_{ac} - h_o / 2)$$

b_v = Lebar bidang gesek (lebar bidang kontak antara pelat dan balok)

b_{eff} = Lebar efektif pelat

h_o = tebal pelat

I_{xc} = Inersia penampang balok komposit

Luas total shear connector

$$A_{st} = n_s * A_s$$

n_s = Jumlah shear connector

A_s = Luas satu shear connector

Jarak antara shear connector

$$a_s = f_s * A_{st} * k_f / (f_v * b_v) =$$

k_f = Koefisien gesek pada bidang kontak (1-1,14)

f_s = Tegangan izin besi shear connector

$$f_s = 0,578 * f_y =$$

f_{ci} = Tegangan izin beton balok komposit

Jika $f_v > 0,2 * f_{ci}$ Maka penampang harus diperbesar

Dimension : $b_{eff} = 1.04$ m

$h_o = 0.25$ m

$b_v = 0.80$ m

Section properties $y_{ac} = 1.0268$ m

$I_{xc} = 0.69939$ m⁴

Kualitas beton K- 800

Kuat tekan beton $f_c' = 0,83 * K * 100 = 66400$ kPa

Tegangan izin beton $f_{ci} = 0,30 * f_c' = 19920$ kPa

Tegangan izin geser $f_{vi} = 0,20 * f_c' = 13280$ kPa

Kualitas Besi U- 39
 Tegangan leleh $f_y = U \cdot 10000 = 390000 \text{ kPa}$
 Tegangan izin $f_s = 0,578 \cdot f_y = 225420 \text{ kPa}$
 $k_f = 1$

Untuk *shear connector* digunakan tulangan D - 13

Jumlah besi tulangan $n_s = 2$

$A_s = \pi/4 \cdot D^2 = 0.000133 \text{ m}^2$

$A_{st} = n_s \cdot A_s = 0.00027 \text{ m}^2$

$S_x = b_{eff} \cdot h_o \cdot (y_{ac} - h_o/2) = 0.23417 \text{ m}^3$

Perhitungan jarak shear conector

Tabel 4. 101 Perhitungan jarak shear conector girder bentang 49,7m

x (m)	KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	Kontrol
	V_i	V_i	V_i	f_v	f_v	f_v	$< f_{vi}$
	kNm	kNm	kNm	kPa	kPa	kPa	
0	1977.62	1350.34	1270.54	827.66	565.14	531.74	AMAN
1	1902.86	1298.68	1221.56	796.37	543.52	511.24	AMAN
2	1828.10	1247.02	1172.57	765.09	521.90	490.74	AMAN
3	1753.35	1195.36	1123.59	733.80	500.28	470.24	AMAN
4	1678.59	1143.70	1074.60	702.51	478.66	449.74	AMAN
5	1603.83	1092.04	1025.62	671.23	457.04	429.24	AMAN
6	1529.08	1040.39	976.64	639.94	435.42	408.74	AMAN
7	1454.32	988.73	927.65	608.65	413.80	388.24	AMAN
8	1379.56	937.07	878.67	577.37	392.18	367.74	AMAN
9	1304.81	885.41	829.69	546.08	370.56	347.24	AMAN
10	1230.05	833.75	780.70	514.79	348.94	326.74	AMAN
11	1155.29	782.09	731.72	483.51	327.32	306.23	AMAN
12	1080.54	730.43	682.74	452.22	305.70	285.73	AMAN
13	1005.78	678.77	633.75	420.93	284.08	265.23	AMAN
14	931.02	627.12	584.77	389.65	262.46	244.73	AMAN
15	856.27	575.46	535.78	358.36	240.84	224.23	AMAN

x (m)	KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	Kontrol
	Vi	Vi	Vi	fv	fv	fv	< fvi
	kNm	kNm	kNm	kPa	kPa	kPa	
16	781.51	523.80	486.80	327.07	219.22	203.73	AMAN
17	706.75	472.14	437.82	295.79	197.60	183.23	AMAN
18	632.00	420.48	388.83	264.50	175.98	162.73	AMAN
19	557.24	368.82	339.85	233.21	154.36	142.23	AMAN
20	482.48	317.16	290.87	201.93	132.74	121.73	AMAN
21	407.73	265.50	241.88	170.64	111.12	101.23	AMAN
22	332.97	213.85	192.90	139.35	89.50	80.73	AMAN
23	258.21	162.19	143.91	108.07	67.88	60.23	AMAN
24	183.46	110.53	94.93	76.78	46.26	39.73	AMAN
24.85	119.91	66.62	53.29	50.19	27.88	22.30	AMAN

KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	Diambil
as	as	as	jarak
m	m	m	mm
0.090	0.132	0.141	100
0.094	0.138	0.146	100
0.098	0.143	0.152	100
0.102	0.149	0.159	100
0.106	0.156	0.166	100
0.111	0.164	0.174	100
0.117	0.172	0.183	100
0.123	0.181	0.193	150
0.129	0.191	0.203	150
0.137	0.202	0.215	150
0.145	0.214	0.229	150
0.155	0.228	0.244	150

KUAT 1	LAYAN 1	LAYAN 3	Diambil
as	as	as	jarak
m	m	m	mm
0.165	0.245	0.262	200
0.178	0.263	0.282	200
0.192	0.285	0.305	200
0.209	0.310	0.333	200
0.229	0.341	0.367	200
0.253	0.378	0.408	200
0.283	0.425	0.459	200
0.321	0.484	0.526	200
0.370	0.563	0.614	300
0.438	0.673	0.739	300
0.537	0.835	0.926	300
0.692	1.101	1.241	300
0.974	1.616	1.882	300
1.490	2.682	3.352	300

17. Lendutan balok

1. Lendutan Pada Balok Prestress (Sebelum Komposit)

$$E_{\text{balok}} = 45119342.88 \text{ kPa} \quad I_{xc} = 0.69939 \text{ m}^4$$

$$I_x = 0.41399 \text{ m}^4 \quad e's = 1.183 \text{ m}$$

$$L = 49.70 \text{ m} \quad e_s = 0.872 \text{ m}$$

a. Lendutan Pada Keadaan Awal (Transfer)

$$L/240 = 0.207083333 \text{ m}$$

$$P_{t1} = 13101.43 \text{ kN}$$

$$M_{\text{balok}} = 5923.17 \text{ kNm}$$

$$Q_{pt1} = 8 \cdot P_{t1} \cdot e_s / L^2 = 37.00 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{balok}} = 8 \cdot M_{\text{balok}} / L^2 = 19.18 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 \cdot (-Q_{pt1} + Q_{\text{balok}}) \cdot L^4 / (E_{\text{balok}} \cdot I_x) = -0.075771056 \text{ m}$$

$$< L/240 \dots (\text{OK}) \quad \text{ke atas}$$

b. Lendutan Setelah Loss Of Prestress

$$P_{eff} = 12343.04 \text{ kN}$$

$$M_{balok} = 5923.17 \text{ kNm}$$

$$Q_{Peff} = 8 * P_{eff} * e_s / L_2 = 34.85708366 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok} = 8 * M_{balok} / L_2 = 19.18365 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{Peff} + Q_{balok}) * L^4 / (E_{balok} * I_x) = -0.011424929 \text{ m}$$

$$< L/240 \dots (\text{OK}) \quad \text{ke atas}$$

c. Lendutan Setelah Pelat Selesai Dicor (Beton Muda)

$$P_{eff} = 12343.04 \text{ kN}$$

$$M_{balok+pelat} = 9493.22 \text{ kNm}$$

$$Q_{Peff} = 8 * P_{eff} * e_s / L_2 = 34.85708366 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+pelat} = 8 * M_{balok+pelat} / L_2 = 30.74615 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{Peff} + Q_{balok+pelat}) * L^4 / (E_{balok} * I_x) = -0.017484542 \text{ m}$$

$$< L/240 \dots (\text{OK}) \quad \text{ke atas}$$

d. Lendutan Setelah Pelat Dan Balok Menjadi Komposit

$$P_{eff} = 12343.04 \text{ kN}$$

$$M_{balok+pelat} = 9493.22 \text{ kNm}$$

$$Q_{Peff} = 8 * P_{eff} * e_s / L_2 = 47.300 \text{ kN/m}$$

$$Q_{balok+pelat} = 8 * M_{balok+pelat} / L_2 = 30.746 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{Peff} + Q_{balok+pelat}) * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = -0.041675869 \text{ m}$$

$$\text{m}$$

$$< L/240 \dots (\text{OK}) \quad \text{ke atas}$$

2. Lendutan Pada Balok Komposit

Section Properties

$$E_{balok} = 45119342.88 \text{ kPa}$$

$$I_{xc} = 0.69939 \text{ m}^4$$

$$L = 49.70 \text{ m}$$

$$P_{eff} = 12343.04 \text{ kN}$$

$$e_s = 1.183 \text{ m}$$

$$A_c = 1.0120 \text{ m}^2$$

$$W_{ac} = 0.68115 \text{ m}^3$$

$$W_{bc} = 0.52856 \text{ m}^3$$

- a. Lendutan Karena Berat Sendiri (MS)

$$Q_{MS} = 36.150 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{MS} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.091010634 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

- b. Lendutan Karena Beban Mati Tambahan (MA)

$$Q_{MA} = 2.942 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * Q_{MA} * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = 0.007405395 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

- c. Lendutan Karena Prestress (PR)

$$Q_{peff} = 34.857 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{peff}) * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = -0.087754711 \text{ m} \quad \text{ke atas}$$

- d. Lendutan Karena Susut Dan Rangkak (SR)

- 1) Lendutan Karena Susut (*Shrinkage*)

$$P_s = 762.916 \text{ kN}$$

$$e' = 0.902 \text{ m}$$

$$Q_{Ps} = 8 * P_s * e' / L^2 = 2.228 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * (-Q_{peff}) * L^4 / (E_{balok} * I_{xc}) = -0.005609649 \text{ m}$$

ke atas

- 2) Lendutan Karena Rangkak (*Creep*)

Lendutan balok setelah pelat lantai selesai dicor (beton muda), $\delta_1 =$

$$-0.017484542 \text{ m}$$

Lendutan balok setelah pelat lantai dan balok menjadi komposit, $\delta_2 =$

$$-0.041675869 \text{ m}$$

Lendutan karena rangkak, $\delta = \delta_1 - \delta_2 =$

$$0.024191328 \text{ m}$$

Lendutan (superposisi) karena susut dan rangkak,

$$\delta = 0.018581678 \text{ m} \quad \text{ke bawah}$$

- e. Lendutan Karena Beban LAJUR "D" (TD)

$$Q_{TD} = 11.87 \text{ kN/m} \quad P_{TD} = 126.91 \text{ kN}$$

$$\delta = (1/48 * PTD * L^3 / (Ebalok * Ixc)) + (5/384 * QMA * L^4 / (Ebalok * Ixc)) = 0.040161171 \text{ m ke bawah}$$

f. Lendutan Karena Beban Rem (TB)

$$MTB = 156.34 \text{ kNm}$$

$$\delta = 0,0642 * MTB * L^2 / (Ebalok * Ixc) = 0.000785653 \text{ m ke bawah}$$

g. Lendutan Karena Pengaruh Temperatur (ET)

$$\sum Pt = 1399.39 \text{ kN}$$

$$ep = 0.727 \text{ m}$$

$$\delta = 0,0642 * \sum Pt * ep * L^2 / (Ebalok * Ixc) = 0.005110711 \text{ m ke bawah}$$

h. Lendutan Karena Beban Angin (EW)

$$QEW = 1.006 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * QEW * L^4 / (Ebalok * Ixc) = 0.002531943 \text{ m ke bawah}$$

i. Lendutan Karena Beban Gempa (EQ)

$$QEQ = 3.909 \text{ kN/m}$$

$$\delta = 5/384 * QEQ * L^4 / (Ebalok * Ixc) = 0.009841603 \text{ m ke bawah}$$

18. Kontrol lendutan balok terhadap kombinasi beban

KUAT 1

Lend	MS	MA	PR	SR	TD	TB
δ	0.09101	0.0074053	-0.0877	0.0185	0.04016	0.0008

Lend. Komb	Keterangan		
0.07018982	AMAN	$L/240 =$	0.21

LAYAN 1

Lend	MS	MA	PR	SR	TD	TB	ET
δ	0.091	0.008	-0.09	0.01858168	0.040161171	0.0007857	0.0051

Lend. Komb	Keterangan		
0.075300531	AMAN	$L/240 =$	0.21

LAYAN 3

Lend	MS	MA	PR	SR	TD	TB	EW
δ	0.09101	0.00740	-	0.0185	0.04016	0.0007	0.00253
	0634	5395	0.08775	8168	1171	857	1943
			4711				

Lend. Komb	Keterangan		
0.072721764	AMAN	$L/240 =$	0.21

EKSTREM 1

Lend.	MS	MA	PR	SR	EQ
δ	0.09101063	0.00740539	-0.0877	0.0185816	0.009841

Lend. Komb	Keterangan		
0.0390846	AMAN	$L/240 =$	0.21

19. Tinjauan ultimit balok Prestress**3. Kapasitas Momen Balok**

Modulus elastisitas besi prategang (strands) ASTM A-416 Grade 270

$$E_s = 193000 \text{ Mpa}$$

Jumlah strand

$$n_s = 106 \text{ buah}$$

Luas tampang nominal satu strand

$$A_{st} = 0.0000987 \text{ m}^2$$

Tegangan leleh tendon besi prategang

$$f_{py} = 1674 \text{ MPa}$$

Luas tampang tendon besi prategang

$$A_{ps} = 0.0104622 \text{ m}^2$$

Kualitas beton K - 800

$$f_c' = 66.4 \text{ Mpa}$$

Kuat leleh besi prestress (fps) pada keadaan ultimit ditetapkan sebagai berikut

Untuk nilai, $L/H \leq 35$:

$$fps = f_{eff} + 150 + f_c' / (100 \cdot \rho_p) \text{ Mpa}$$

$$fps \text{ harus } \leq f_{eff} + 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{dan harus } \leq 0,8 \cdot f_{py}$$

$$b_1 = 0.64 \text{ m} \quad h_1 = 0.07 \text{ m}$$

$$b_2 = 0.8 \text{ m} \quad h_2 = 0.13 \text{ m}$$

$$b_3 = 0.3 \text{ m} \quad h_3 = 0.12 \text{ m}$$

$$b_4 = 0.2 \text{ m} \quad h_4 = 1.65 \text{ m}$$

$$b_5 = 0.25 \text{ m} \quad h_5 = 0.25 \text{ m}$$

$$b_6 = 0.7 \text{ m} \quad h_6 = 0.25 \text{ m}$$

$$B_{eff} = 1.039 \text{ m} \quad h = 2.1 \text{ m}$$

$$h_o = 0.25 \text{ m}$$

dengan

$$L = \text{Panjang bentang balok}$$

$$H = h + h_o = 2.35 \text{ m}$$

Panjang bentang balok prategang

$$L = 49.70 \text{ m}$$

Gaya prestress aktif(setelah loss of prestress)

$$P_{eff} = 12343.04 \text{ kN}$$

Tegangan efektif besi prestress

$$f_{eff} = P_{eff} / A_{ps} \cdot 10^{-3} = 1179.77 \text{ Mpa}$$

Luas penampang balok prategang komposit

$$A_c = 1.0120 \text{ m}^2$$

Perbandingan luas penampang besi prestress

$$\rho_p = A_{ps} / A_c = 0.01033846$$

$$L/H = 21.14893617 \leq 35 \dots \text{OK}$$

$$fps = f_{eff} + 150 + f_c' / (100 \cdot \rho_p) = 1394.000709 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = f_{eff} + 400 = 1579.77 \text{ MPa}$$

$$f_{ps} = 0,8 \cdot f_{py} = 1339.2 \text{ Mpa}$$

Diambil kuat leleh besi prategang, diambil $f_{ps} = 1339.2 \text{ Mpa}$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{untuk } f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30) / 7 \quad \text{untuk } f_c' > 30 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 \text{ harus } \geq 0,65 \quad f_c' = 66.4 \text{ Mpa}$$

$$\text{maka } \beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30) / 7 = 0.59$$

Letak titik berat tendon besi prategang terhadap alas balok

$$z_o = 0.14 \text{ m}$$

Tinggi efektif balok

$$d = h + h_o - z_o = 2.49 \text{ m}$$

Kuat tekan beton

$$f_c' = 66400 \text{ kPa} \quad f_{ps} = 1339200 \text{ kPa}$$

Gaya tarik pada besi prestress,

$$T_s = A_{ps} \cdot f_{ps} = 14010.97824 \text{ kN}$$

diperkirakan $a < (h_0 + h_1)$

$$h_0 + h_1 = 0.32 \text{ m}$$

Gaya tekan tendon

$$C_c = [B_{eff} \cdot h_0 + b_1 \cdot (a - h_0)] \cdot 0,85 \cdot f_c'$$

$$C_c = T_s = 14010.97824 \text{ kN}$$

Maka,

$$a = [T_s / (0,85 \cdot f_c') - B_{eff} \cdot h_0] / b_1 + h_0 = 0.232151037 \text{ m}$$

$a < h_0 + h_1$ perkiraan benar (OK)

Jarak garis netral terhadap sisi atas

$$c = a / \beta_1 = 0.393476334 \text{ m}$$

Regangan besi prestress

$$\epsilon_{ps} = 0,003 \cdot (d - c) / c = 0.015984623 < 0.03 \text{ (OK)}$$

C_c = Gaya internal tekan beton

A_i = Luas penampang tekan beton

y_i = Jarak pusat berat penampang tekan beton terhadap pusat berat besi pretstres

Gaya internal tekan beton $C_c = \sum(A_i \cdot 0,85 \cdot f_c')$

Momen nominal $M_n = \sum(A_i \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot y_i)$

Gaya Tekan Beton Dan Momen Nominal

Tabel 4. 102 Gaya tekan beton dan momen nominal girder bentang 49,7m

No	Lebar m	Tinggi m	Luas m ²	Gaya kN	Lengan	y m	Momen kNm
1	1.039	0.25	0.2596	14655.711	$y = d - h_o/2$	2.365	34660.757
2	0.64	0.07	0.0448	2528.51	$y = d - h_o - (a - h_o)/2$	2.248924	5686.4325
			$C_c = T_s$	17184.223	Momen nominal,	$M_n =$	40347.189
				3			8

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0.9$

Kapasitas momen ultimit balok prestress, $\phi \cdot M_n = 36312.47087$

4. Momen Ultimit Balok

a. Momen Karena Susut Dan Rangkak

Gaya internal karena susut = $P_s = 762.916$ kN

Eksentrisitas $e' = 0.902$ m

Momen karena susut $M_s = -P_s \cdot e' = -687.9852444$ kNm

Momen karena rangkak $M_R = (P_i - P_{eff}) \cdot e_s' = 1839.13$ kNm

Momen susut + rangkak $M_{SR} = M_s + M_R = 1151.15$ kNm

b. Momen Karena Pengaruh Temperatur

Gaya internal karena perbedaan temperatur $P_t = 1399.390$ kN

Eksentrisitas $e_p = 0.727$ m

Momen karena pengaruh temperatur $M_{ET} = P_t \cdot e_p = 1016.994$ kNm

c. Momen Karena Prategang

Gaya prategang efektif $P_{eff} = 12343.04$ kN

Eksentrisitas tendon $e_s' = 1.183$ m

Momen karena gaya prategang,

$$MPR = -P_{eff} \cdot e' = -14604.48085 \text{ kNm}$$

Resume Momen Balok

Tabel 4. 103 Resume momen balok girder bentang 49,7m

Aksi/Beban	Faktor beban ultimit		Momen		Momen Ultimit	
			Momen	kNm	Mu	kNm
A. Aksi tetap						
Berat sendiri	KMS	1.3	MMS	10048.00	KMS*MMS	13062.394
Beban mati tambahan	KMA	2	MMA	817.59	KMA*MMA	1635.1799
Susut dan rangkai	KSR	1	MSR	1151.15	KSR*MSR	1151.1486
Prategang	KPR	1	MPR	- 14604.481	KPR*MPR	- 14604.481
B. Aksi Transien						
Beban lajur "D"	KTD	2	MTD	4377.11	KTD*MTD	8754.2246
Gaya rem	KTB	2	MTB	53.48	KTB*MTB	106.95236
C. Aksi temperatur						
Pengaruh temperatur	KET	1.2	MET	1016.994	KET*MET	1220.3929
Beban angin	KEW	1.2	MEW	279.54	KEW*MEW	335.44594
Beban gempa	KEQ	1	MEQ	1086.56	KEQ*MEQ	1086.5585

5. Kontrol Kombinasi Momen Ultimit

Kapasitas momen balok $\mu = \phi \cdot M_n = 36312.47087 \text{ kNm}$

KUAT 1

MS	MA	SR	PR	TD	TB
13062.39	1635.18	1151.15	-14604.48	8754.22	106.95

MU KOMB	KET (<Mu)
10105.4186	AMAN

LAYAN 1

MS	MA	SR	PR	TD	TB	ET
13062.4	1635.2	1151.1	-14604.5	8754.2	107.0	1220.4

MU KOMB	KET (<Mu)
11325.8115	AMAN

LAYAN 3

MS	MA	SR	PR	TD	TB	EW
13062.39	1635.18	1151.15	-14604.48	8754.22	106.95	335.45

MU KOMB	KET (<Mu)
10440.8645	AMAN

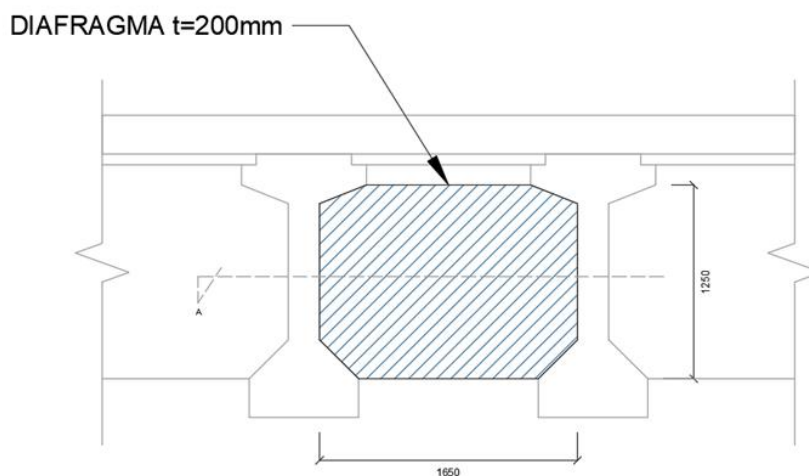
ESKTREM 1

MS	MA	SR	PR	TD	EQ
13062.4	1635.2	1151.1	-14604.5	8754.2	1086.6

MU KOMB	KET (<Mu)
11085.0248	AMAN

4.2.7 Diafragma PCI Girder Bentang 34 m

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan diafragma untuk PCI Girder bentang 34 m sebagai berikut :



Gambar 4. 81 Diafragma bentang 34 m

Lebar Diafragma :	$b =$	1.65 m
Tinggi Diafragma :	$h =$	1.25 m
Tebal Diafragma :	$t =$	0.2 m
Kualitas Beton :	K - 350	$f_c' =$ 30 Mpa
Kualitas Besi :	U - 42	$f_y =$ 420 Mpa
Berat jenis beton bertulang :		$W_c =$ 25 kN/m ³

1. Perhitungan Pembebanan Pada Diafragma PC-I Girder bentang 34m

Berat Sendiri

Faktor beban ultimit (precast) $K_{ms} = 1.2$

Berat sendiri diafragma :

$$Q_{\text{diafragma}} = K_{ms} \times b \times h \times w_c$$

$$Q_{\text{diafragma}} = 1.2 \times 1.65 \times 1.25 \times 25$$

$$Q_{\text{diafragma}} = 61.875 \text{ kN/m}$$

2. Momen Pada Diafragma PC-I Girder bentang 34 m

Perbandingan bentang, b/L $r = 1.32$

Koefisien 1.3 $x = 42$

$y = 39$

Koefisien 1.4 $x = 49$

$$\begin{aligned}
 y &= 40 \\
 \text{koefisien} \quad 1.32 \quad x &= 43.4 \\
 y &= 39.2 \\
 \text{Momen karena beban mati sendiri arah X,} \quad MMS &= 0.001 \cdot x \cdot QMS \cdot L^2 \\
 MMS &= 0.5371 \text{ kNm} \\
 Mux &= 0.5371 \text{ kNm} \\
 \text{Momen karena beban mati sendiri arah Y,} \quad MMS &= 0.001 \cdot y \cdot QMS \cdot L^2 \\
 MMS &= 0.4851 \text{ kNm} \\
 Muy &= 0.4851 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3. Pembesian

Pembesian arah X

$$\begin{aligned}
 \text{Momen tumpuan rencana} \quad Mu &= 0.537 \text{ kNm} \\
 \text{Kualitas beton :} \quad K-350 \quad \text{Kuat tekan beton} \quad fc' &= 30.00 \text{ MPa} \\
 \text{Kualitas besi :} \quad U-42 \quad \text{Tegangan leleh besi} \quad fy &= 420 \text{ MPa} \\
 \text{Tebal diafragma} \quad h &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} \quad d' &= 30 \text{ mm} \\
 \text{Modulus elastisitas besi,} \quad Es &= 200000 \\
 \text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton} \quad b1 &= 0.85 \\
 \rho_b = b1 \cdot 0.85 \cdot fc' / fy \cdot 600 / (600 + fy) &= 0.030357 \\
 Rmaks = 0.75 \cdot \rho_b \cdot fy \cdot [1 - \frac{1}{2} \cdot 0.75 \cdot \rho_b \cdot fy / (0.85 \cdot fc')] &= 7.76953125 \\
 \text{Faktor reduksi kekuatan lentur} \quad \Phi &= 0.80 \\
 \text{Momen rencana ultimit} \quad Mu &= 0.537 \text{ kNm} \\
 \text{Tebal efektif pelat lantai jembatan} \quad d = h - d' &= 170 \text{ mm} \\
 \text{Panjang diafragma} \quad b &= 1650 \text{ mm} \\
 \text{Momen nominal rencana} \quad Mn = Mu / \Phi &= 0.671 \text{ kNm} \\
 \text{Faktor tahanan momen} \\
 Rn = Mn \cdot 106 / (b \cdot d^2) &= 0.01408 \\
 Rn < Rmaks \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0,85 * f_c')}] = 0.00003$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{\min} = 25 \% * (1,4 / f_y) = 0.00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan

$$\rho = 0.00333$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho * b * d = 935 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan D - 14

Jarak antar tulangan yang digunakan

$$s = \pi/4 * D^2 * b / A_s = 271.76 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D 14 - 200

$$A_s = \pi/4 * D^2 * b / s = 1270 \text{ mm}^2$$

Pembesian arah Y

Momen tumpuan rencana $M_u = 0.485 \text{ kNm}$

Kualitas beton : K-350 Kuat tekan beton $f_c' = 30.00 \text{ MPa}$

Kualitas besi : U-42 Tegangan leleh besi $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tebal diafragma $h = 200 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 30 \text{ mm}$

Modulus elastisitas besi, $E_s = 200000$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton $b_1 = 0.85$

$$\rho_b = b_1 * 0,85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0.030357$$

$$R_{\max} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 7.76953125$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\Phi = 0.80$

Momen rencana ultimit $M_u = 0.485 \text{ kNm}$

Tebal efektif pelat lantai jembatan $d = h - d' = 170 \text{ mm}$

Panjang diafragma $b = 1650 \text{ mm}$

Momen nominal rencana

$$M_n = M_u / \Phi = 0.606 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = M_n \cdot 10^6 / (b \cdot d^2) = 0.01272$$

$$R_n < R_{maks} \text{ (OK)}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n / (0,85 \cdot f_c')}] = 0.00003$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 25 \% \cdot (1,4/f_y) = 0.00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan

$$\rho = 0.00333$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 935 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan D - 14

Jarak antar tulangan yang digunakan

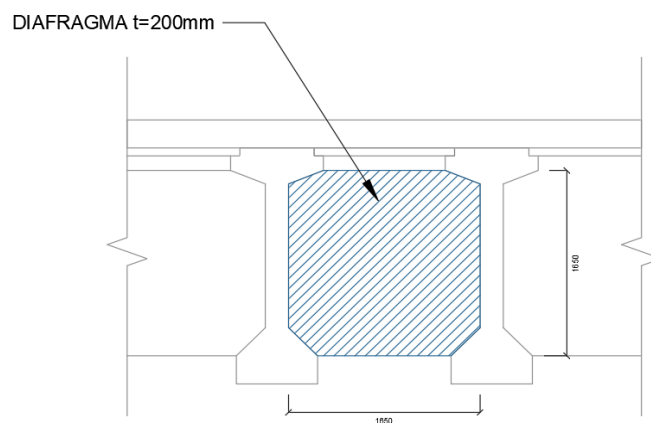
$$s = \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / A_s = 271.76 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D 14 - 200

$$A_s = \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / s = 1270 \text{ mm}^2$$

4.2.8 Diafragma PCI Girder Bentang 49,7 m

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan diafragma untuk PCI Girder bentang 34 m sebagai berikut :



Gambar 4. 82 Diafrgam Bentang 49,7 m

Lebar Diafragma :			$b =$	1.65	m
Tinggi Diafragma :			$h =$	1.65	m
Tebal Diafragma :			$t =$	0.2	m
Kualitas Beton :	K-	350	$fc' =$	30	Mpa
Kualitas Besi :	U-	42	$fy =$	420	Mpa
Berat jenis beton bertulang :			$Wc =$	25	kN/m ³

1. Perhitungan Pembebanan Pada Diafragma PC-I Girder bentang 49,7 m

Berat sendiri

Faktor beban ultimit (precast) $Kms = 1.2$

Berat sendiri diafragma :

$$Q_{\text{diafragma}} = Kms \times b \times h \times x \times wc$$

$$Q_{\text{diafragma}} = 1.2 \times 1.65 \times 1.65 \times x \times 25$$

$$Q_{\text{diafragma}} = 81.675 \text{ kN/m}$$

2. Momen Pada Diafragma PC-I Girder bentang 49,7 m

Perbandingan bentang, b/L $r = 1$

Koefisien $1 \times = 22$

$$y = 32$$

Momen karena beban mati sendiri arah X, $MMS = 0.001 \times x \times QMS \times L^2$

$$MMS = 0.3594 \text{ kNm}$$

$$Mux = 0.3594 \text{ kNm}$$

Momen karena beban mati sendiri arah Y, $MMS = 0.001 \times y \times QMS \times L^2$

$$MMS = 0.5227 \text{ kNm}$$

$$Muy = 0.5227 \text{ kNm}$$

3. Pembesian

Pembesian arah X

Momen tumpuan rencana $Mu = 0.359 \text{ kNm}$

Kualitas beton : K-350 Kuat tekan beton $fc' = 30.00$
MPa

Kualitas besi : U-42 Tegangan leleh besi $f_y = 420 \text{ MPa}$

Tebal diafragma $h = 200 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 30 \text{ mm}$

Modulus elastisitas besi, $E_s = 200000$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton $b_1 = 0.85$

$$\rho_b = b_1 * 0,85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0.030357$$

$$R_{maks} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 7.76953125$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\Phi = 0.80$

Momen rencana ultimit $M_u = 0.359 \text{ kNm}$

Tebal aktual pelat lantai jembatan $d = h - d' = 170 \text{ mm}$

Panjang diafragma $b = 1650 \text{ mm}$

Momen nominal rencana $M_n = M_u / \Phi = 0.449 \text{ kNm}$

Faktor tahanan momen

$$R_n = M_n * 106 / (b * d^2) = 0.00942$$

$$R_n < R_{maks} \text{ (OK)}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0,85 * f_c')}] = 0.00002$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 25 \% * (1,4 / f_y) = 0.00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan

$$\rho = 0.00333$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho * b * d = 935 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan $D = 14$

Jarak antar tulangan yang digunakan

$$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 271.76 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan $D 14 - 200$

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 1270 \text{ mm}^2$$

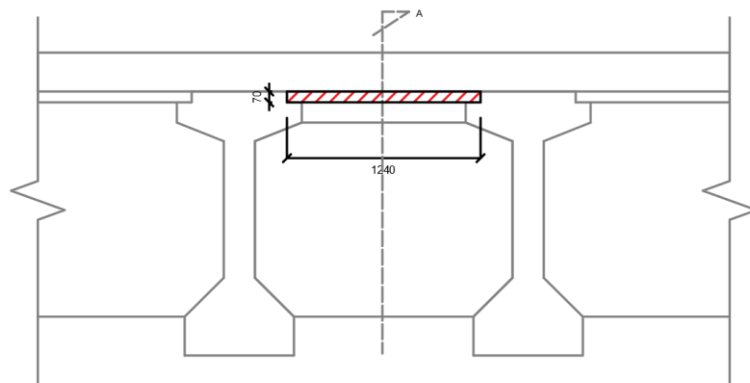
Pembesian arah Y

Momen tumpuan rencana	$M_u = 0.523 \text{ kNm}$
Kualitas beton : K-350 Kuat tekan beton	$f_c' = 30.00 \text{ MPa}$
Kualitas besi : U-42 Tegangan leleh besi	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Tebal diafragma	$h = 200 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Modulus elastisitas besi,	$E_s = 200000$
Faktor bentuk distribusi tegangan beton	$b_1 = 0.85$
$\rho_b = b_1 * 0,85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0.030357$	
$R_{maks} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 7.76953125$	
Faktor reduksi kekuatan lentur	$\Phi = 0.80$
Momen rencana ultimit	$M_u = 0.523 \text{ kNm}$
Tebal aktual pelat lantai jembatan	$d = h - d' = 170 \text{ mm}$
Panjang diafragma	$b = 1650 \text{ mm}$
Momen nominal rencana	$M_n = M_u / \Phi = 0.653 \text{ kNm}$
Faktor tahanan momen	
$R_n = M_n * 106 / (b * d^2) = 0.01370$	
$R_n < R_{maks} \text{ (OK)}$	
Perbandingan tulangan yang diperlukan	
$\rho = 0,85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0,85 * f_c')}] = 0.00003$	
Perbandingan tulangan minimum,	
$\rho_{min} = 25 \% * (1,4 / f_y) = 0.00333$	
Perbandingan tulangan yang digunakan	$\rho =$
0.00333	
Luas tulangan yang diperlukan	
$A_s = \rho * b * d = 935 \text{ mm}^2$	
Diameter tulangan yang digunakan	D - 14
Jarak antar tulangan yang digunakan	
$s = \pi/4 * D^2 * b / A_s = 271.76 \text{ mm}$	
Digunakan tulangan	D 14 - 200

$$A_s = \pi/4 * D^2 * b/s = 1270 \text{ mm}^2$$

4.2.9 Pelat Deck A1-P1

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan pelat deck untuk PCI Girder bentang 34 m sebagai berikut



Gambar 4. 83 Pelat Deck bentang 34 m

Lebar pelat deck	b =	1.24	m
Panjang pelat deck	L =	1.00	m
Tebal pelat deck	h =	0.07	m

1. Bahan Struktur

Kualitas Beton	K -	350	
Kuat tekan beton	$f_c' - 0,83 * K/10 =$	29.05	Mpa
Modulus elastik	$E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} =$	25332	Mpa
Angka poisson	$\nu =$	0.20	
Modulus geser	$G = E_c/[2*(1 + \nu)] =$	10555	Mpa
Koefisien muai panjang untuk beton,	$a =$	0.00001	/°C
Kualitas Besi	U-	42	
Tegangan leleh besi	$f_y = U * 10 =$	420	Mpa
Berat jenis			
Beton bertulang	$W_c =$	25.00	kN/m ³
Beton tidak bertulang (beton rabat)	$W_c' =$	24.00	kN/m ³
Aspal	$W_a =$	22.00	kN/m ³

Air	$W_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$
Besi	$W_s = 77.00 \text{ kN/m}^3$

2. Pembebanan

1. Berat Sendiri (MS)

Faktor beban ultimit :	$KMS = 1.20$
Lebar pelat deck:	$b = 1.24 \text{ m}$
Tebal pelat deck :	$h = 0.07 \text{ m}$
Berat jenis beton bertulang	$W_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Berat sendiri, $QMS = b * h * W_c$	$QMS = 2.60 \text{ kN/m}$

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Faktor beban ultimit :	$KMA = 2.00$
------------------------	--------------

Tabel 4. 104 Perhitungan pembebanan pada pelat deck karena beban mati tambahan A1-P1

No	JENIS	TEBAL	BERAT	BEBAN
		(m)	(kN/m^3)	kN/m
1	Pelat Lantai	-	-	6.25
1.	Lapisan aspal	0.05	22.00	1.10
2.	Air hujan	0.05	9.80	0.49
Beban mati tambahan				15.68

3. Beban hidup karna 1 orang yang memasang pelat deck beban merata

Faktor beban ultimit :	$KTP = 1.00$
Beban 1 orang :	$P = 100 \text{ Kg/m}$
Gravitasi :	$g = 10 \text{ m/s}^2$
Berat P :	$QTP = 1000 \text{ N/m}$
	$QTP = 1 \text{ kN/m}$

4. Momen Pada Pelat Deck

Perbandingan bentang, b/L	$r = 1.24$
Koefisien 1.2	$x = 28$
	$y = 20$
Koefisien 1.3	$x = 31$

$$\begin{aligned}
 y &= 19 \\
 \text{koefisien 1.24} \quad x &= 29.2 \\
 y &= 19.6 \\
 \text{Momen karena beban mati sendiri arah X,} \quad MMS &= 0.001 \cdot x \cdot QMS \cdot L^2 \\
 MMS &= 0.0760368 \text{ kNm} \\
 \text{Momen karena beban mati tambahan arah X,} \quad MMA &= 0.001 \cdot x \cdot QMA \cdot L^2 \\
 MMA &= 0.457856 \text{ kNm} \\
 \text{Momen karena beban 1 orang arah X,} \quad MTP &= \\
 0.001 \cdot x \cdot QTP \cdot L^2 \\
 MTP &= 0.0292 \text{ kNm} \\
 Mux &= 0.5630928 \text{ kNm} \\
 \text{Momen karena beban mati sendiri arah Y,} \quad MMS &= 0.001 \cdot y \cdot QMS \cdot L^2 \\
 MMS &= 0.0510384 \text{ kNm} \\
 \text{Momen karena beban mati tambahan arah Y,} \quad MMA &= \\
 0.001 \cdot y \cdot QMA \cdot L^2 \\
 MMA &= 0.307328 \text{ kNm} \\
 \text{Momen karena beban 1 orang arah Y,} \quad MTP &= \\
 0.001 \cdot y \cdot QTP \cdot L^2 \\
 MTP &= 0.0196 \text{ kNm} \\
 Muy &= 0.3779664 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3. Pembesian

$$\begin{aligned}
 &\text{Pembesian arah X} \\
 &\text{Momen tumpuan rencana} \quad Mu = 0.563 \text{ kNm} \\
 &\text{Kualitas beton : K-350} \quad \text{Kuat tekan beton} \quad fc' = 29.05 \text{ MPa} \\
 &\text{Kualitas besi : U-42} \quad \text{Tegangan leleh besi} \quad fy = 420 \text{ MPa} \\
 &\text{Tebal pelat deck} \quad h = 70.00 \text{ mm} \\
 &\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} \quad d' = 30 \text{ mm} \\
 &\text{Modulus elastisitas besi,} \quad Es = 200000 \\
 &\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton} \quad b1 = 0.85 \\
 &pb = b1 \cdot 0.85 \cdot fc' / fy \cdot 600 / (600 + fy) = 0.029396
 \end{aligned}$$

$$R_{maks} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 7.523496094$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur} \quad \Phi = 0.80$$

$$\text{Momen rencana ultimit} \quad M_u = 0.563 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal aktual pelat lantai jembatan} \quad d = h - d' = 40.00 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang pelat deck} \quad b = 1000.00 \text{ mm}$$

$$\text{Momen nominal rencana} \quad M_n = M_u / \Phi = 0.704 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = M_n * 106 / (b * d^2) = 0.43992$$

$$R_n < R_{maks} \text{ (OK)}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0,85 * f_c')}] = 0.00106$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 25 \% * (1,4 / f_y) = 0.00333$$

$$\text{Perbandingan tulangan yang digunakan} \quad \rho = 0.00333$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho * b * d = 133 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan yang digunakan} \quad D = 8 \text{ mm}$$

Jarak antar tulangan yang digunakan

$$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 377.14 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan tulangan} \quad D \text{ 8 - 300 mm}$$

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 168 \text{ mm}^2$$

Pembesian arah Y

$$\text{Momen tumpuan rencana} \quad M_u = 0.378 \text{ kNm}$$

$$\text{Kualitas beton : K-350 Kuat tekan beton} \quad f_c' = 29.05 \text{ MPa}$$

$$\text{Kualitas besi : U-42 Tegangan leleh besi} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal diafragma} \quad h = 70.00 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} \quad d' = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas besi,} \quad E_s = 200000$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton} \quad b_1 = 0.85$$

$$\rho_b = b_1 * 0,85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0.029396$$

$$R_{maks} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 7.523496094$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\Phi = 0.80$

Momen rencana ultimit $M_u = 0.378 \text{ kNm}$

Tebal aktual pelat lantai jembatan $d = h - d' = 40.00 \text{ mm}$

Panjang pelat deck $b = 1000.00 \text{ mm}$

Momen nominal rencana

$$M_n = M_u / \Phi = 0.472 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = M_n * 106 / (b * d^2) = 0.29529$$

$$R_n < R_{maks} \text{ (OK)}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan

$$\rho = 0,85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0,85 * f_c')}] = 0.00071$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 25 \% * (1,4 / f_y) = 0.00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan $\rho = 0.00333$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho * b * d = 133 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan $D = 8$

Jarak antar tulangan yang digunakan

$$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 377.14 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan $D 8 - 300$

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 168 \text{ mm}^2$$

4. Cek Lendutan

Momen inersia pelat per 1 meter lebar, $I = (b * h^3) / 12$

$$I = 2.85833E-05 \text{ m}^4$$

$$I = 28583333.33 \text{ mm}^4$$

koefisien pelat dua arah kontinu beban merata, $k = 0.004$

koefisien pelat dua arah kontinu beban terpusat, $k' = 0.015$

Lendutan yang terjadi karena beban merata,

$$\Delta_{\text{merata}} = (k \cdot (Q_{MA} + Q_{MS}) \cdot L^4) / E_c \cdot I$$

$$\Delta_{\text{merata}} = 0.101006054 \text{ mm}$$

Lendutan yang terjadi karena beban terpusat,

$$\Delta_{\text{pusat}} = (k \cdot Q_{TP} \cdot L^2 \cdot b^2) / (E_c \cdot I \cdot (L^2 + b^2) \cdot 1.5)$$

$$\Delta_{\text{terpusat}} = 0.000000300 \text{ mm}$$

Lendutan total, Δ_{tot}

$$\Delta_{\text{tot}} = 0.101006354 \text{ mm}$$

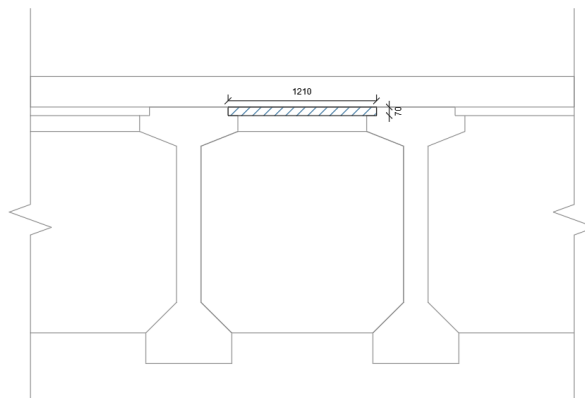
Lendutan izin, Δ_{izin}

$$\Delta_{\text{izin}} = L / 240 = 4.166666667 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{tot}} < \Delta_{\text{izin}} \dots \text{OK}$$

4.2.10 Pelat Deck P1-A2

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan pelat deck untuk PCI Girder bentang 49,7m sebagai berikut



Gambar 4. 84 Pelat deck Bentang 49,7 m

Lebar pelat deck $b = 1.21 \text{ m}$

Panjang pelat deck $L = 1.00 \text{ m}$

Tebal pelat deck $h = 0.07 \text{ m}$

A. Bahan Struktur

Kualitas Beton $K = 350$

Kuat tekan beton $f_c' = 0.83 \cdot K / 10 = 29.05 \text{ Mpa}$

Modulus elastik $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 25332 \text{ Mpa}$

Angka poisson	$\nu = 0.20$
Modulus geser	$G = E_c/[2*(1 + \nu)] = 10555 \text{ Mpa}$
Koefisien muai panjang untuk beton,	$\alpha = 0.00001 / ^\circ\text{C}$
Kualitas Besi	U- 42
Tegangan leleh besi	$f_y = U * 10 = 420 \text{ Mpa}$
Berat jenis	
Beton bertulang	$W_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Beton tidak bertulang (beton rabat)	$W_c' = 24.00 \text{ kN/m}^3$
Aspal	$W_a = 22.00 \text{ kN/m}^3$
Air	$W_w = 9.80 \text{ kN/m}^3$
Besi	$W_s = 77.00 \text{ kN/m}^3$

B. Pembebanan

1. Berat Sendiri (MS)

Faktor beban ultimit :	$K_{MS} = 1.20$
Lebar pelat deck:	$b = 1.21 \text{ m}$
Tebal pelat deck :	$h = 0.07 \text{ m}$
Berat jenis beton bertulang	$W_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Berat sendiri,	$Q_{MS} = b * h * W_c = 2.54 \text{ kN/m}$

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Faktor beban ultimit :	$K_{MA} = 2.00$
------------------------	-----------------

Tabel 4. 105 Perhitungan pembebanan pada pelat deck karena beban mati tambahan P1-A2

No	JENIS	TEBAL	BERAT	BEBAN
		(m)	(kN/m^3)	kN/m
1	Pelat Lantai	-	-	6.25
1.	Lapisan aspal	0.05	22.00	1.10
2.	Air hujan	0.05	9.80	0.49
Beban mati tambahan				15.68

3. Beban hidup karna 1 orang yang memasang pelat deck (P)

Faktor beban ultimit :	$K_{TP} = 1.00$
------------------------	-----------------

Beban 1 orang :	$P = 100$	Kg
Gravitasi :	$g = 10$	m/s^2
Berat P :	$QTP = 1000$	N
	$QTP = 1$	kN

4. Momen Pada Pelat Deck

Perbandingan bentang, b/L $r = 1.21$

Koefisien 1.2 $x = 28$

$y = 20$

Koefisien 1.3 $x = 31$

$y = 19$

koefisien 1.24 $x = 28.3$

$y = 19.9$

Momen karena beban mati sendiri arah X, $MMS = 0.001 \cdot x \cdot QMS \cdot L^2$

$MMS = 0.0719103$ kNm

Momen karena beban mati tambahan arah X, $MMA = 0.001 \cdot x \cdot QMA \cdot L^2$

$MMA = 0.443744$ kNm

Momen karena beban 1 orang arah X, $MTP = 0.001 \cdot x \cdot QTP \cdot L^2$

$MTP = 0.0283$ kNm

$Mux = 0.5439543$ kNm

Momen karena beban mati sendiri arah Y, $MMS = 0.001 \cdot y \cdot QMS \cdot L^2$

$MMS = 0.0505659$ kNm

Momen karena beban mati tambahan arah Y, $MMA = 0.001 \cdot y \cdot QMA \cdot L^2$

$MMA = 0.312032$ kNm

Momen karena beban 1 orang arah Y, $MTP = 0.001 \cdot y \cdot QTP \cdot L^2$

$MTP = 0.0199$ kNm

$Muy = 0.3824979$ kNm

C. Pembesian

Pembesian arah X

Momen tumpuan rencana $Mu = 0.544$ kNm

Kualitas beton : K-350 Kuat tekan beton $fc' = 29.05$ MPa

Kualitas besi : U-42 Tegangan leleh besi, $f_y = 420$ MPa
 Tebal pelat deck $h = 70.00$ mm
 Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 30$ mm
 Modulus elastisitas besi, $E_s = 200000$
 Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $b_1 = 0.85$
 $\rho_b = b_1 * 0,85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0.029396$
 $R_{maks} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 7.523496094$
 Faktor reduksi kekuatan lentur $\Phi = 0.80$
 Momen rencana ultimit $M_u = 0.544$ kNm
 Tebal aktual pelat lantai jembatan $d = h - d' = 40.00$ mm
 Panjang pelat deck $b = 1000.00$ mm
 Momen nominal rencana $M_n = M_u / \Phi = 0.680$ kNm
 Faktor tahanan momen
 $R_n = M_n * 106 / (b * d^2) = 0.42496$
 $R_n < R_{maks}$ (OK)
 Perbandingan tulangan yang diperlukan
 $\rho = 0,85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0,85 * f_c')}] = 0.00102$
 Perbandingan tulangan minimum,
 $\rho_{min} = 25 \% * (1,4 / f_y) = 0.00333$
 Perbandingan tulangan yang digunakan $\rho = 0.00333$
 Luas tulangan yang diperlukan
 $A_s = \rho * b * d = 133$ mm²
 Diameter tulangan yang digunakan D - 8
 Jarak antar tulangan yang digunakan
 $s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 377.14$ mm
 Digunakan tulangan D 8 - 300
 $A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 168$ mm²
 Pembesian arah Y
 Momen tumpuan rencana $M_u = 0.382$ kNm
 Kualitas beton : K-350 Kuat tekan beton, $f_c' = 29.05$ MPa
 Kualitas besi : U-42 Tegangan leleh besi, $f_y = 420$ MPa

Tebal diafragma	$h = 70.00 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Modulus elastisitas besi,	$E_s = 200000$
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$b_1 = 0.85$
$\rho_b = b_1 * 0,85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0.029396$	
$R_{maks} = 0,75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0,75 * \rho_b * f_y / (0,85 * f_c')] = 7.523496094$	
Faktor reduksi kekuatan lentur	$\Phi = 0.80$
Momen rencana ultimit	$M_u = 0.382 \text{ kNm}$
Tebal aktual pelat lantai jembatan	$d = h - d' = 40.00 \text{ mm}$
Panjang pelat deck	$b = 1000.00 \text{ mm}$
Momen nominal rencana	$M_n = M_u / \Phi = 0.478 \text{ kNm}$
Faktor tahanan momen	
$R_n = M_n * 106 / (b * d^2) = 0.29883$	
$R_n < R_{maks} \text{ (OK)}$	
Perbandingan pembesian yang diperlukan	
$\rho = 0,85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0,85 * f_c')}] = 0.00072$	
Perbandingan tulangan minimum,	
$\rho_{min} = 25 \% * (1,4 / f_y) = 0.00333$	
Perbandingan tulangan yang digunakan	$\rho = 0.00333$
Luas tulangan yang diperlukan	
$A_s = \rho * b * d = 133 \text{ mm}^2$	
Diameter tulangan yang digunakan	$D - 8$
Jarak antar tulangan yang digunakan	
$s = \pi/4 * D^2 * b / A_s = 377.14 \text{ mm}$	
Digunakan tulangan	$D 8 - 300$
$A_s = \pi/4 * D^2 * b / s = 168 \text{ mm}^2$	

D. Cek Lendutan

Momen inersia pelat per 1 meter lebar,	$I = (b * h^3) / 12$
	$I = 2.85833E-05 \text{ m}^4$

$$I = 28583333.33 \text{ mm}^4$$

koefisien pelat dua arah kontinu beban merata, $k = 0.004$

koefisien pelat dua arah kontinu beban terpusat, $k' = 0.015$

Lendutan yang terjadi karena beban merata,

$$\Delta_{\text{merata}} = (k \cdot (QMA + QMS) \cdot L^4) / (Ec \cdot I)$$

$$\Delta_{\text{merata}} = 0.100658024 \text{ mm}$$

Lendutan yang terjadi karena beban terpusat,

$$\Delta_{\text{pusat}} = (k' \cdot QTP \cdot L^2 \cdot b^2) / (Ec \cdot I \cdot (L^2 + b^2)^{1.5})$$

$$\Delta_{\text{terpusat}} = 0.000000292 \text{ mm}$$

Lendutan total, Δ_{tot}

$$\Delta_{\text{tot}} = 0.100658316 \text{ mm}$$

Lendutan izin, Δ_{izin}

$$\Delta_{\text{izin}} = L / 240 = 4.166666667 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{tot}} < \Delta_{\text{izin}} \dots \text{OK}$$

4.2.11 Bearing Pad A1-P1

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan bearing pad A1-P1 untuk PCI-Girder bentang 34 m sebagai berikut.

A. Pembebanan pada bearing pad

$$q_{\text{PARAPET}} = q_{\text{parapet}} \times 0.5 \times L$$

$$q_{\text{PELAT}} = h_{\text{Pelat}} \times 0.75 \times B_{\text{JBeton}} \times 0.5 \times L$$

$$q_{\text{PELAT Deck}} = h_{\text{Pelat Deck}} \times 0.75 \times B_{\text{JBeton}} \times 0.5 \times L$$

$$q_{\text{ASPAL}} = h_{\text{Aspal}} \times 0.75 \times B_{\text{JAspal}} \times 0.5 \times L$$

$$q_{\text{HUJAN}} = h_{\text{Hujan}} \times 0.75 \times B_{\text{JHujan}} \times 0.5 \times L$$

$$q_{\text{LL}} = \sum q_{\text{LL}} \times \frac{1}{2}L$$

$$q_{\text{DIAFRAGM}} = q_{\text{DIA}} \times n_{\text{DIA}}$$

$$q_{\text{GELAGAR}} = q_{\text{GELAGAR}} \times \frac{1}{2}L$$

Perhitungan

$$\begin{aligned} q_{\text{PARAPET}} &= 13.33 \times 0.5 \times 35 \\ &= 233.29775 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$q_{\text{PELAT}} = 0.25 \times 0.75 \times 25 \times 0.5 \times 35$$

$$= 82.03125 \text{ kN}$$

$$q_{\text{PELAT Deck}} = 0.07 \times 0.75 \times 25 \times 0.5 \times 35$$

$$= 22.96875 \text{ kN}$$

$$q_{\text{ASPAL}} = 0.05 \times 0.75 \times 22 \times 0.5 \times 35$$

$$= 14.4375 \text{ kN}$$

$$q_{\text{HUJAN}} = 0.05 \times 0.75 \times 9.8 \times 0.5 \times 35$$

$$= 6.43125 \text{ kN}$$

$$q_{\text{LL}} = 7.64 \times 0.5 \times 35$$

$$= 133.7 \text{ kN}$$

$$q_{\text{DIAFRAGM}} = 61.875 \times 9$$

$$= 556.875 \text{ kN}$$

$$q_{\text{GELAGAR}} = 17.0901 \times 0.5 \times 35$$

$$= 299.08 \text{ kN}$$

Rekap Pembebanan

Beban	q (kN)
Parapet	233.29775
Pelat Lantai	82.03125
Pelat Deck	22.96875
Diafragma	556.875
Gelagar	299.08
Aspal	14.4375
Air Hujan	6.43125
Lalu lintas	133.7
Total (kN)	1348.818
Total (N)	1348818.25

Beban horizontal yang bekerja pada bearing pad yakni sebagai berikut:

Beban q (kN)

Rem 65.81

Total (N) 65813

$$\begin{aligned}
 q_{\text{Rem}} &= 25\% \times \text{Beban T} \\
 &= 25/100 \times 263.25 \\
 &= 65.81
 \end{aligned}$$

5. Perencanaan bearing pad A1-P1

Tabel 4. 106 Parameter perencanaan bearing pad A1-P1

Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
Kekerasan Karet	IHRD	53	
Modulus Geser	G	0.69	Mpa
Modulus Total	B	2000	MPa
p Bearing Pad	b	480	Mm
I Bearing Pad	d	380	Mm
h selimut sisi	hc	10	Mm
h selimut sisi ef	hcef = 1.4 x hc	14	Mm
h selimut atas bawah	htb	6	Mm
n karet	nr	3	Buah
h lapis dalam karet	hi	36	Mm
h lapis dalam karet ef	hief	36	Mm
h pelat besi	hp	5	Mm
n pelat besi	np	4	Buah
h total	h	68	Mm
Luas total	A = b x d	182400	mm ²

1. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Luas Efektif Minimum

$$\begin{aligned}
 \delta &= (qH \times h)/(A \times G) \\
 &= (65813 \times 68)/(182400 \times 0.69) \\
 &= 35.55849542 \\
 A_{\text{eff}} &= A (1 - \delta/b - \delta/b) \\
 &= 182400 \times (1 - 35.55849542/480 - 35.55849542/380) \\
 &= 151819.6939 \\
 A_{\text{eff}} / 0.8A &\geq 1 \\
 151819.6939/0.8 \times 182400 &\geq 1
 \end{aligned}$$

$$1.040 \geq 1$$

2. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Bentuk

$$\begin{aligned} S &= ((b \times d)/2 \times (b + d) \times h_{cef}) \\ &= ((480 \times 380)/2 \times (480 + 380) \times 14) \\ &= 7.574750831 \end{aligned}$$

Syarat $4 \leq S \leq 12$, maka S OK

3. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Regangan Total Maksimum

$$\begin{aligned} \alpha &= (H_{MAX} - H_{MIN})/b \\ &= (6 - 0)/480 \\ &= 0.013 \text{ rad} \end{aligned}$$

Keterangan

α = nilai mutlak perputaran sudut lapisan atas dan bawah untuk ketebalan karet ≥ 5 mm

H_{MAX} = toleransi ketebalan maksimum (Tabel 4.3)

H_{MIN} = toleransi ketebalan minimum (Tabel 4.3)

Tabel 4. 107 Toleransi Ketebalan Bearing pad

Uraian	Dimensi (mm)
Dimensi vertikal keseluruhan:	
Tebal 32 mm atau kurang	-0, +3
Tebal lebih dari 32 mm	-0, +6
Dimensi horizontal keseluruhan:	
Untuk pengukuran 914 mm atau kurang	-0, +6
Untuk pengukuran lebih dari 914 mm	-0, +12

Sumber : SNI 3967 – 2013

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sr} &= (\alpha \times b^2 + \alpha \times d^2) / (2 \times h_i \times h) \\ &= (0.013 \times 480^2 + 0.013 \times 380^2) / (2 \times 36 \times 68) \\ &= 0.956903595 \\ \varepsilon_{sc} &= (6 \times S \times V) / (3 \times A_{eff} \times G \times (1 + 2S^2)) \\ &= (6 \times 7.574750831 \times 1348.818) / (3 \times 151819.6939 \times 0.69 \times (1 + 2 \times 7.574750831^2)) \\ &= 0.002 \\ \varepsilon_{sh} &= (2 \times A_{eff}/A) - 1.1 \quad (\text{untuk } A > A_{eff} > 0.8A \text{ menurut BMS BDM}) \end{aligned}$$

$$= (2 \times 151819.69/182400) - 1.1$$

$$= 0.6$$

$$\varepsilon_{\text{total}} = \varepsilon_{\text{sr}} + \varepsilon_{\text{sc}} + \varepsilon_{\text{sh}}$$

$$= 0.956903595 + 0.002 + 0.6$$

$$= 1.523$$

$$\varepsilon_{\text{total}} \leq 2.6/\sqrt{G}$$

$$1.523 \leq 2.6/\sqrt{0.69}$$

$$1.523 \leq 3.130 \quad \text{OK}$$

4. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Batas Leleh

$$V = 1348.818 \quad \text{kN}$$

$$V_{LL} = 133.7$$

$$(1.4 \times V \times \sqrt{0.69})/(\varepsilon_{\text{sc}} \times V_{LL} \times G) \geq 1$$

$$(1.4 \times 1348.818 \times \sqrt{0.69})/(0.02 \times 133.7 \times 0.69) \geq 1$$

$$10089.87582 \geq 1$$

5. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Tegangan Maksimum Rata-Rata

$$(15 \times A/V) \geq 1$$

$$(15 \times 182400/1348.818) \geq 1$$

$$2028 \geq 1$$

6. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Perputaran Maksimum

$$EH = A \times G \times (1/(b/d + d/b))$$

$$= 182400 \times 0.69 \times (1/(1.263158 + 0.791667))$$

$$= 99359.551$$

$$C = 4 + b/d \times 6 \times (3.3 \times b/d)$$

$$= 4 + 480/380 \times 6 \times (3.3 \times 480/380)$$

$$= 35.59$$

$$E = EH + (C + G \times S^2/1 + (C \times G \times S^2/0.75 \times d))$$

$$= 99359.551 + (35.59224377 \times 0.69 \times 7.574750831^2/1 + (35.59224377 \times 0.69 \times 7.574750831^2)/0.75 \times 380)$$

$$= 99359.55297$$

$$dc = hief \times (V \times 10^3/E \times A)$$

$$= 36 \times (1348818.25 \times 10^3 / 99359.55297 \times 182400)$$

$$= 2.679$$

Syarat $= (\alpha \times b + \alpha \times d / 4 \times d_c / 4 \times d_c) \geq 1$

$$= (0.013 \times 480 + 0.013 \times 380 / 4 \times 2.679) \geq 1$$

$$= 1.003060207 \geq 1 \text{ OK}$$

7. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Stabilitas Tekan

$$(2 \times d \times G \times S \times A_{eff} / 1000 \times V) \geq 1$$

$$(2 \times 380 \times 0.69 \times 7.574750831 \times 151819.694 / 1000 \times 1348.818) \geq 1$$

$$447.1010734 \geq 1 \text{ OK}$$

8. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Tebal Pelat Besi Minimum

$$h_p / 3 \geq 1$$

$$5 / 3 \geq 1$$

$$1.667 \geq 1$$

$$(h_p \times A \times f_y \text{ pelat besi} / 3000 \times V \times h_i) \geq 1$$

$$(5 \times 182400 \times 950 / 3000 \times 1348.818 \times 36) \geq 1$$

$$5.947593178 \geq 1 \text{ OK}$$

9. Pemeriksaan Tahanan Gesek Elastomeric Bearing Pad terhadap Geseran

$$(0.1 \times V + (3000 \times A_{eff}) / H) \geq 1$$

$$(0.1 \times 1348.81825 + (3000 \times 151819.694) / 65,813) \geq 1$$

$$6920.557898 \geq 1 \text{ OK}$$

4.2.12 Bearing Pad P1-A2

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan bearing pad P1-A2 untuk PCI Girder bentang 49,7 m sebagai berikut

A. Pembebanan pada bearing pad

$$q_{PARAPET} = q_{parapet} \times 0.5 \times L$$

$$q_{PELAT} = h_{Pelat} \times 0.75 \times B_{JBeton} \times 0.5 \times L$$

$$q_{PELAT \text{ Deck}} = h_{Pelat \text{ Deck}} \times 0.75 \times B_{JBeton} \times 0.5 \times L$$

$$q_{ASPAL} = h_{Aspal} \times 0.75 \times B_{JAspal} \times 0.5 \times L$$

$$q_{HUJAN} = h_{Hujan} \times 0.75 \times B_{JHujan} \times 0.5 \times L$$

$$q_{LL} = \sum q_{LL} \times \frac{1}{2}L$$

$$q_{DIAFRAGM} = q_{DIA} \times n_{DIA}$$

$$q_{GELAGAR} = q_{GELAGAR} \times \frac{1}{2}L$$

Perhitungan

$$q_{PARAPET} = 13.33 \times 0.5 \times 35$$

$$= 233.29775 \text{ kN}$$

$$q_{PELAT} = 0.25 \times 0.75 \times 25 \times 0.5 \times 35$$

$$= 82.03125 \text{ kN}$$

$$q_{PELAT \text{ Deck}} = 0.07 \times 0.75 \times 25 \times 0.5 \times 35$$

$$= 22.96875 \text{ kN}$$

$$q_{ASPAL} = 0.05 \times 0.75 \times 22 \times 0.5 \times 35$$

$$= 14.4375 \text{ kN}$$

$$q_{HUJAN} = 0.05 \times 0.75 \times 9.8 \times 0.5 \times 35$$

$$= 6.43125 \text{ kN}$$

$$q_{LL} = 7.64 \times 0.5 \times 35$$

$$= 133.7 \text{ kN}$$

$$q_{DIAFRAM} = 81.675 \times 9$$

$$= 735.075 \text{ kN}$$

$$q_{GELAGAR} = 19.18365 \times 0.5 \times 35$$

$$= 335.71 \text{ kN}$$

Rekap pembebanan

Beban	q (kN)
Parapet	233.29775
Pelat Lantai	82.03125
Pelat Deck	22.96875
Diafragma	735.075
Gelagar	335.71
Aspal	14.4375
Air Hujan	6.43125

Beban	q (kN)
Lalu lintas	133.7
Total (kN)	1563.655
Total (N)	1563655.375

Beban horizontal yang bekerja pada bearing pad yakni sebagai berikut:

Beban q (kN)

Rem 65.81

Total (N) 65813

$$\begin{aligned}
 q_{\text{Rem}} &= 25\% \times \text{Beban T} \\
 &= 25/100 \times 263.25 \\
 &= 65.81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6. Perencanaan bearing pad P1-A2

Tabel 4. 108 Parameter perencanaan bearing pad P1-A2

Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
Kekerasan Karet	IHRD	53	
Modulus Geser	G	0.69	Mpa
Modulus Total	B	2000	MPa
p Bearing Pad	b	480	Mm
I Bearing Pad	d	380	Mm
h selimut sisi	hc	10	Mm
h selimut sisi ef	hcef = 1.4 x hc	14	Mm
h selimut atas bawah	htb	6	Mm
n karet	nr	3	Buah
h lapis dalam karet	hi	36	Mm
h lapis dalam karet ef	hief	36	Mm
h pelat besi	hp	5	Mm
n pelat besi	np	4	Buah
h total	h	68	Mm
Luas total	A = b x d	182400	mm ²

1. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Luas Efektif Minimum

$$\begin{aligned}
 \delta &= (qH \times h)/(A \times G) \\
 &= (65813 \times 68)/(182400 \times 0.69) \\
 &= 35.55849542 \\
 A_{eff} &= A (1 - \delta/b - \delta/b) \\
 &= 182400 \times (1 - 35.55849542/480 - 35.55849542/380) \\
 &= 151819.6939 \\
 A_{eff} / 0.8A &\geq 1 \\
 151819.6939 / 0.8 \times 182400 &\geq 1 \\
 1.040 &\geq 1
 \end{aligned}$$

2. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Bentuk

$$\begin{aligned}
 S &= ((b \times d)/2 \times (b + d) \times h_{cef}) \\
 &= ((480 \times 380)/2 \times (480 + 380) \times 14) \\
 &= 7.574750831
 \end{aligned}$$

Syarat $4 \leq S \leq 12$, maka S OK

3. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Regangan Total Maksimum

$$\begin{aligned}
 \alpha &= (H_{MAX} - H_{MIN})/b \\
 &= (6 - 0)/480 \\
 &= 0.013 \text{ rad}
 \end{aligned}$$

Keterangan

α = nilai mutlak perputaran sudut lapisan atas dan bawah untuk ketebalan karet ≥ 5 mm

H_{MAX} = toleransi ketebalan maksimum (Tabel 4.3)

H_{MIN} = toleransi ketebalan minimum (Tabel 4.3)

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{sr} &= (\alpha \times b^2 + \alpha \times d^2) / (2 \times h_i \times h) \\
 &= (0.013 \times 480^2 + 0.013 \times 380^2) / (2 \times 36 \times 68) \\
 &= 0.956903595
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{sc} &= (6 \times S \times V) / (3 \times A_{eff} \times G \times (1 + 2S^2)) \\
 &= (6 \times 7.574750831 \times 1348.818) / (3 \times 151819.6939 \times 0.69 \times (1 + 2 \times 7.574750831^2)) \\
 &= 0.002
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sh} &= (2 \times A_{eff}/A) - 1.1 \quad (\text{untuk } A > A_{eff} > 0.8A \text{ menurut BMS BDM}) \\ &= (2 \times 151819.69/182400) - 1.1 \\ &= 0.6\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{total} &= \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} \\ &= 0.956903595 + 0.002 + 0.6 \\ &= 1.523\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{total} &\leq 2.6/\sqrt{G} \\ 1.523 &\leq 2.6/\sqrt{0.69} \\ 1.523 &\leq 3.130 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

4. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Batas Leleh

$$\begin{aligned}V &= 1348.818 \quad \text{kN} \\ V_{LL} &= 133.7 \\ (1.4 \times V \times \sqrt{0.69})/(\varepsilon_{sc} \times V_{LL} \times G) &\geq 1 \\ (1.4 \times 1348.818 \times \sqrt{0.69})/(0.02 \times 133.7 \times 0.69) &\geq 1 \\ 10089.87582 &\geq 1\end{aligned}$$

5. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Tegangan Maksimum Rerata

$$\begin{aligned}(15 \times A/V) &\geq 1 \\ (15 \times 182400/1563.655) &\geq 1 \\ &\geq 1\end{aligned}$$

6. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Perputaran Maksimum

$$\begin{aligned}EH &= A \times G \times (1/(b/d + d/b)) \\ &= 182400 \times 0.69 \times (1/(1.263158 + 0.791667)) \\ &= 99359.551 \\ C &= 4 + b/d \times 6 \times (3.3 \times b/d) \\ &= 4 + 480/380 \times 6 \times (3.3 \times 480/380) \\ &= 35.59 \\ E &= EH + (C + G \times S^2/1 + (C \times G \times S^2/0.75 \times d)) \\ &= 99359.551 + (35.59224377 \times 0.69 \times 7.574750831^2/1 + (35.59224377 \times 0.69 \times 7.574750831^2)/0.75 \times 380) \\ &= 99359.55297\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_c &= h_{ief} \times (V \times 10^3 / E \times A) \\
 &= 36 \times (1563655.375 \times 10^3 / 99359.55297 \times 182400) \\
 &= 3.106 \\
 \text{Syarat} &= (\alpha \times b + \alpha \times d / 4 \times d_c / 4 \times d_c) \geq 1 \\
 &= (0.013 \times 480 + 0.013 \times 380 / 4 \times 3.106) \geq 1 \\
 &= 1.3434354 \geq 1 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

7. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Stabilitas Tekan

$$\begin{aligned}
 (2 \times d \times G \times S \times A_{eff} / 1000 \times V) &\geq 1 \\
 (2 \times 380 \times 0.69 \times 7.574750831 \times 151819.694 / 1000 \times 1563.655) &\geq 1 \\
 385.6719946 &\geq 1 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

8. Pemeriksaan Elastomeric Bearing Pad terhadap Tebal Pelat Besi Minimum

$$\begin{aligned}
 h_p / 3 &\geq 1 \\
 5 / 3 &\geq 1 \\
 1.667 &\geq 1 \\
 (h_p \times A \times f_y \text{ pelat besi} / 3000 \times V \times h_i) &\geq 1 \\
 (5 \times 182400 \times 950 / 3000 \times 1563.655 \times 36) &\geq 1 \\
 5.130428578 &\geq 1 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

9. Pemeriksaan Tahanan Gesek Elastomeric Bearing Pad terhadap Geseran

$$\begin{aligned}
 (0.1 \times V + (3000 \times A_{eff}) / H) &\geq 1 \\
 (0.1 \times 1348.81825 + (3000 \times 151819.694) / 65,813) &\geq 1 \\
 6920.557898 &\geq 1 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

4.2.13 Sambungan Siar Muai

Kualitas Beton	=	f_c 25
Beban Maksimum pada sambungan	=	112.5 kN
Temperatur Maksimum	=	40°C
Temperatur Minimum	=	27°C
Perhitungan		

1. perubahan panjang karena rangkak (creep)

$$\Phi_{cc}(t) = (t^{0.6} / (10 + t^{0.6})) \cdot C_u$$

$$\begin{aligned}
\Phi_{cc}(t) &= 3650^{0.6} \times 2.5 \\
&= 10 + 3650^{0.6} \\
&= 2.330170919 \\
\varepsilon_e &= 0.7 \sqrt{f_c} / 4700 \sqrt{f_c} \\
\varepsilon_e &= 0.0001489 \\
\Delta_{cr} &= \Phi_{cc}(t) \times \varepsilon_e \times L \\
\Delta_{cr} &= 2.330170919 \times 0.0001489 \times 49700 \\
&= 14.91938534 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Keterangan

ε_e = adalah regangan elastis sesaat karena bekerjanya tegangan tetap.
 t = adalah umur rencana pembebanan (10 tahun atau 3650 hari).
 C_u = adalah koefisien rangkai maksimum. Diasumsikan pada suatu kondisi standar. Untuk $f_c' = 25$ MPa, nilai $C_u = 2.5$ (RSNI T-12-2004).
 L = adalah Panjang bentang = 49700 mm

Perubahan panjang karena shrinkage (susut beton)

$$\begin{aligned}
\Delta L_{sh} &= \varepsilon_{cs,t} \times L \\
\varepsilon_{cs,t} &= (t / (35 + t)) \times \varepsilon_{cs,u} \\
\varepsilon_{cs,t} &= (50 / (35 + 50)) \times 0.00017 \\
\varepsilon_{cs,t} &= 0.0001 \\
\Delta L_{sh} &= \varepsilon_{cs,t} \times L \\
&= 0.0001 \times 43000 \\
&= 4.3 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Perubahan panjang karena perubahan temperatur

$$\begin{aligned}
\Delta L_{temp} &= L \cdot \alpha \cdot \Delta T \\
\Delta T &= (T_{max} - T_{min}) / 2 \\
&= (40 - 27) / 2 \\
&= 6.5 \text{ } ^\circ\text{C} \\
\Delta L_{temp} &= 43000 \times 10 \times 10^{-6} \times 6.5 \\
&= 2.795 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Perhitungan celah sambungan siar muai

$$\Delta L_{sambungan \text{ siar muai}} = (\Delta L_{cr} + \Delta L_{sh} + \Delta L_{temp}) / 2$$

$$= (14.91938534 + 4.3 + 2.795) / 2$$

$$= 11.00719267$$

Sehingga celah yang mungkin terjadi pada sambungan siar muai lantai adalah

$$= 11.00719267$$

Pemilihan tipe sambungan siar muai yaitu Asphaltic plug

4.2.14 Pelat Injak

Pada laporan tugas akhir ini direncanakan pelat injak sebagai berikut :

A. Perhitungan pelat injak arah melintang jembatan

1) Pembebanan pelat injak arah melintang jembatan

a. Beban Truck "T"

Faktor beban ultimit : $KTT = 2$

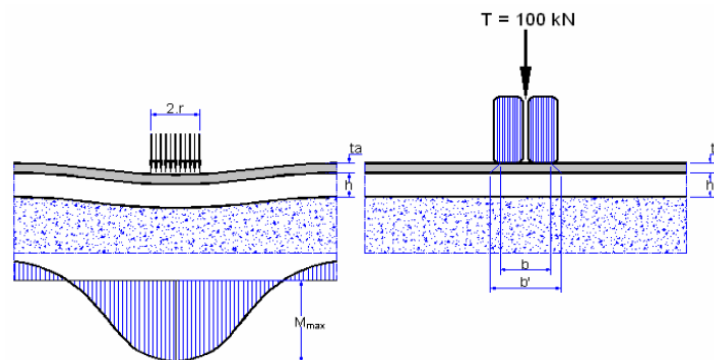
Beban hidup pada pelat injak berupa beban roda ganda oleh Truk (beban T) yang besarnya,

$$T = 100 \text{ kN}$$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil,

$$DLA = 0.3$$

Beban truk "T": $TTT = (1 + DLA) * T = 130 \text{ kN}$



Gambar 4. 85 Roda truck arah melintang jembatan pelat injak

b. Momen Pada Pelat Injak

Tebal pelat injak, $h = 0.2 \text{ m}$

Tebal lapisan aspal, $ta = 0.05 \text{ m}$

Lebar bidang kontak roda truk, $b = 0.5 \text{ m}$

$$b' = b + ta = 0.55 \text{ m}$$

Kualitas beton (K-350) Kuat tekan beton $f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$

Momen max pada pelat injak karena beban roda di hitung dengan rumus

$$M_{max} = \frac{TTT}{2} \cdot \left[1 - \left(\frac{r \cdot \sqrt{2}}{\lambda} \right)^{0.6} \right]$$

Dengan,

$$\lambda = \left[\frac{E_c \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_s} \right]^{0.25}$$

u = angka poisson $u = 0.15$

k_s = standart modulus of soil reaction $k_s = 81500 \text{ kN/m}^3$

E_c = modulus elastik beton $E_c = 25332084.40 \text{ kN/m}^2$

r = lebar penyebaran beban terpusat $r = b'/2 = 0.275 \text{ m}$

$\lambda = 0.678541357 \text{ m}$

$M_{max} = 18.455 \text{ kNm}$

Momen ultimit pelat injak arah melintang jembatan :

$$M_u = KTT \cdot M_{max} = 36.909 \text{ kNm}$$

2) Pembesian pelat injak arah melintang jembatan

Kualitas beton (K-250) Kuat tekan beton $f_c' = 29.05 \text{ Mpa}$

Kualitas besi (U-42) Tegangan leleh besi $f_y = 420 \text{ Mpa}$

Tebal slab beton $h = 200 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton $d' = 30 \text{ mm}$

Modulus elastisitas besi $E_s = 200000$

Mpa

Faktor bentuk distribusi tegangan beton $\beta_1 = 0.85$

Perbandingan tulangan besi maksimum $\rho_b = 0.029395833$

Kapasitas momen maksimum $R_{max} = 7.523$

Faktor reduksi kekuatan lentur $O = 0.8$

Faktor reduksi kekuatan geser $O_o = 0.6$

Momen rencana ultimit $M_u = 36.909 \text{ kNm}$

Tebal aktual slab beton $d = h - d' = 170 \text{ mm}$

Ditinjau slab beton rencana selebar 1m	b	$=$	1000 mm
Momen nominal rencana	$M_n = M_u/O$	$=$	46.137 kNm
Faktor tahanan momen	R_n	$=$	1.596424147
CEK $R_{max} > R_n$			
	7.523	$>$	1.596424147 (AMAN)
Perbandingan tulangan yang diperlukan	ρ_{perlu}	$=$	0.003932532
Perbandingan tulangan yang digunakan	ρ	$=$	0.003932532
Luas tulangan yang diperlukan	$A_s \text{ perlu}$	$=$	668.53 mm ²
Diameter tulangan yang di perlukan	D	$=$	16 mm
Jarak tulangan yang di perlukan	s	$=$	300.5996271 mm
Digunakan tulangan	D16 - 225		
Luas tulangan ada	A_s	$=$	893 mm ²

7. Perhitungan pelat injak arah melintang jembatan

5. Pembebanan pelat injak arah memanjang jembatan

a. Beban Truck "T"

Faktor beban ultimit : $KTT = 2$

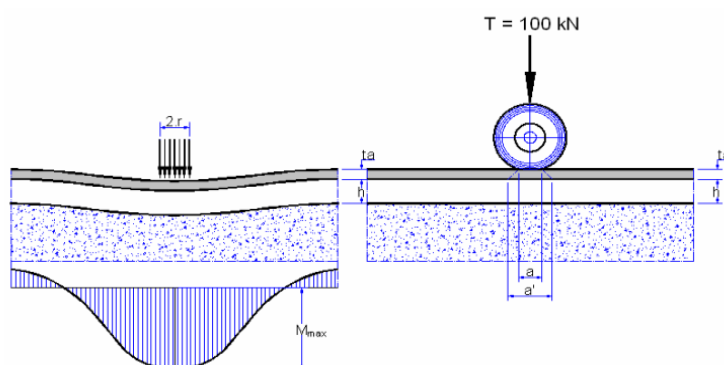
Beban hidup pada pelat injak berupa beban roda ganda oleh Truk (beban T) yang besarnya,

$$T = 100 \text{ kN}$$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil,

$$DLA = 0.3$$

Beban truk "T" : $TTT = (1+DLA)*T = 130 \text{ kN}$



Gambar 4. 86 Roda truck arah memanjang jembatan pelat injak

Momen pada pelat injak

Tebal pelat injak,	h	$=$	0.2	m
Tebal lapisan aspal,	t_a	$=$	0.05	m
Lebar bidang kontak roda truk,	a	$=$	0.4	m
	$a' = a + t_a$	$=$	0.45	m
Kualitas beton (K-350) Kuat tekan beton	f'_c	$=$	29.05	Mpa
Momen max pada pelat injak karena beban roda di hitung dengan rumus				

$$M_{\max} = \frac{TTT}{2} \cdot \left[1 - \left(\frac{r \cdot \sqrt{2}}{\lambda} \right)^{0.6} \right]$$

Dengan,

$$\lambda = \left[\frac{E_c \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_s} \right]^{0.25}$$

u = angka poisson,	u	$=$	0.15
k_s = standart modulus of soil reaction,	k_s	$=$	81500 kN/m ³
E_c = modulus elastik beton	E_c	$=$	25332084.40 kN/m ²
r = lebar penyebaran beban terpusat	$r = b'/2$	$=$	0.225 m
	λ	$=$	0.678541357 m
	$M_{\max}$	$=$	23.735 kNm

Momen ultimit pelat injak arah memanjang jembatan:

$$M_u = KTT \cdot M_{\max} = 47.469 \text{ kNm}$$

6. Pembesian pelat injak arah memanjang jembatan

Kualitas beton (K-250) Kuat tekan beton	f'_c	$=$	29.05	Mpa
Kualitas besi (U-42) Tegangan leleh besi	f_y	$=$	420	Mpa
Tebal slab beton	h	$=$	200	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton	d'	$=$	30	mm
Modulus elastisitas besi	E_s	$=$	200000	Mpa
Faktor bentuk distribusi tegangan beton	β_1	$=$	0.85	
Perbandingan tulangan besi maksimum	ρ_b	$=$		
			0.029395833	
Kapasitas momen maksimum	$R_{\max}$	$=$	7.523	

Faktor reduksi kekuatan lentur	O	=	0.8
Faktor reduksi kekuatan geser	Oo	=	0.6
Momen rencana ultimit	Mu	=	47.469 kNm
Tebal aktual slab beton	d=h-d'	=	170 mm
Ditinjau slab beton rencana selebar 1m	b	=	1000 mm
Momen nominal rencana	Mn = Mu/O	=	59.336 kNm
Faktor tahanan momen	Rn	=	2.053165982
CEK $R_{max} > R_n$			
7.523 > 2.053165982 (AMAN)			
Perbandingan tulangan yang diperlukan	ρ_{perlu}	=	
0.005110617			
Perbandingan tulangan minimum	ρ_{min}	=	
8.33333			
Perbandingan tulangan yang digunakan	ρ	=	0.005110617
Luas tulangan yang diperlukan	As perlu	=	868.80 mm ²
Diameter tulangan yang di perlukan	D	=	16 mm
Jarak tulangan yang di perlukan	s	=	231.3062386 mm
Digunakan tulangan	D16 - 175		
Luas tulangan ada	As	=	1148 mm ²

4.3 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Pada laporan tugas akhir ini struktur bawah meliputi abutment dan pilar jembatan

4.3.1 Abutment A1

1. Analisis beban abutment A1

1. Data struktur atas

a. Dimensi

Lebar jalan (jalur lalu-lintas)	b lalin =	7.40 m
Lebar pedestrian	b pedest =	1.00 m
Lebar total jembatan	Ba = By =	9.40 m

Tebal slab lantai jembatan	$t_s =$	0.25	m
Tebal lapisan aspal + overlay	$t_a =$	0.05	m
Tinggi genangan air hujan	$t_h =$	0.05	m
Tinggi Girder	$h_b =$	1.70	m
Tinggi bidang samping	$h_a =$	3.20	m
Jarak antara Girder	$s =$	1.85	m
Panjang bentang jembatan	$L =$	34.00	m
Panjang bentang jembatan aktual	$L_a =$	35.00	m

b. Bahan

1) Kualitas beton

Kuat tekan beton,	$K =$	361.45
$f_c' = 0.83 * K / 10 =$		30.00 MPa
Modulus elastik,	$E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} =$	25742.96 MPa
Angka poisson,	$\nu =$	0.20
Modulus geser	$G = E_c / [2*(1 + \nu)] =$	10726.23 MPa
Koefisien muai panjang untuk beton	$\alpha =$	0.00001 °C

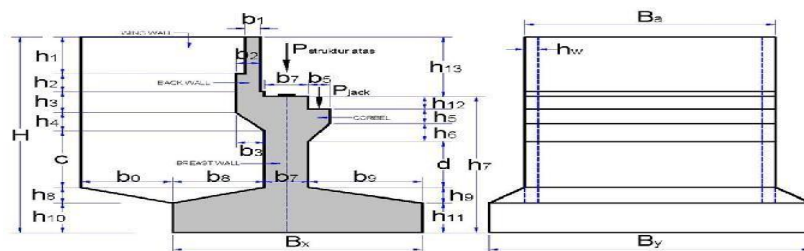
2) Kualitas besi

Untuk besi tulangan dengan $\varnothing > 12$ mm :		420B
Tegangan leleh besi,	$=$	420.00 Mpa

3) *Spesific gravity*

Berat beton bertulang,	$w_c =$	25.00 kN/m ³
Berat beton tidak bertulang,	$w'_c =$	24.00 kN/m ³
Berat aspal padat,	$w_a =$	22.00 kN/m ³
Berat jenis air,	$w_w =$	9.80 kN/m ³

2. Data struktur bawah



Gambar 4. 87 Dimensi struktur bawah abutment A1

Tabel 4. 109 Data struktur bawah abutment A1

Notasi	(m)	Notasi	(m)	Keterangan	Notasi		
h1	0.61	b0	1.9	Panjang Abutment	Ba	9.40	m
h2	1.35	b1	0.3	Tebal Wing-wall	hw	0.50	m
h3	0.95	b2	0.6	TANAH TIMBUNAN			
h4	0.60	b3	0.7	Berat volume,	ws	16.50	kN/m3
h5	0.60	b5	0.4	Sudut geser	ϕ	40.00	°
h6	0.60	b7	1.0	Kohesi,	c	0.00	KPa
h7	4.95	b8	2.5	BAHAN STRUKTUR			
h8	0.20	b9	2.5	Kualitas Beton	K-	361.45	
h9	0.20	h12	0.45	Kualitas Besi Tulangan		420.00	B
h10	1.50	h13	2.06				
h11	1.50	H	7.01				
c	1.80	Bx	6.00				
d	1.60	By	9.40				

3. Analisis beban kerja abutment A1

a. Berat Sendiri (MS)

1) Berat sendiri struktur atas

Tabel 4. 110 Berat sendiri struktur atas abutment A1

No	Jenis		Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
			b (m)	t (m)	La (m)	n			
1	Pelat lantai	(cast in situ)	9.4	0.25	35	1	25	kN/m3	2056.25
2	Deck Slab	(precast)			1	13	2.6	kN/m3	354.14

No	Jenis		Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
			b (m)	t (m)	La (m)	n			
3	Girder	(precast)			34	5	17	(kN/m)	2905.32
4	Diafragma	(cast in situ)				36	61.9	kN	2227.50
Total berat sendiri struktur atas precast,			W MS precast =						3259.46
Total berat sendiri struktur atas cast in situ,			W MS cast in situ =						4283.75

Beban pada abutment karena berat sendiri struktur atas,

$$\text{PMS precast} = 1/2 * \text{WMS precast} = 1629.73 \text{ kN}$$

$$\text{PMS cast in situ} = 1/2 * \text{WMS cast in situ} = 2141.88 \text{ kN}$$

Eksentrisitas terhadap fondasi,

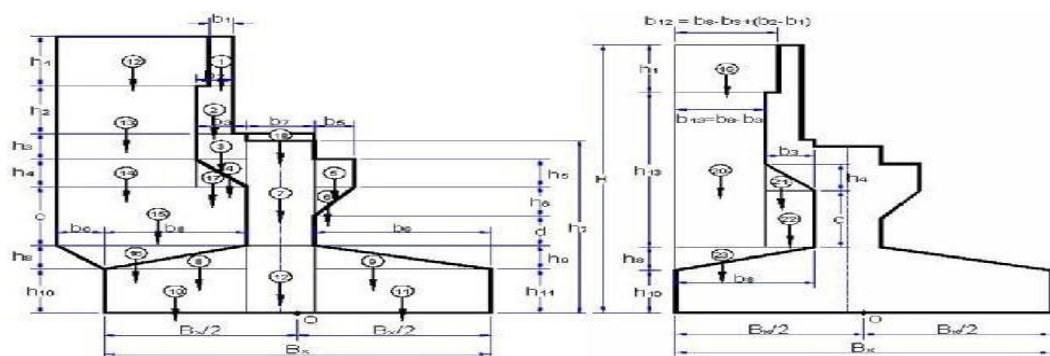
$$e = -B_x / 2 + b_8 + b_7 / 2 = 0.0000 \text{ m}$$

Momen pada fondasi karena berat sendiri struktur atas,

$$\text{MMS precast} = \text{PMS precast} * e = 0.00 \text{ kNm}$$

$$\text{MMS cast in situ} = \text{PMS cast in situ} * e = 0.00 \text{ kNm}$$

2) Berat sendiri struktur bawah



Gambar 4. 88 Berat Sendiri Abutment A1

$$\text{Berat beton, } w_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat tanah, } w_s = 17.20 \text{ kN/m}^3$$

$$b_{12} = 2.10 \text{ m}$$

$$b_{13} = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Ba} = 9.40 \text{ m}$$

$$2 \times \text{Tebal wingwall} = 1.00 \quad \text{m}$$

$$h_{13} = 4.70 \quad \text{m}$$

$$H = 7.01 \quad \text{m}$$

$$B_y = 9.40 \quad \text{m}$$

Abutment

Tabel 4. 111 Berat sendiri abutment A1

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
1	0.30	0.61	1.00	-1.00	43.01	0.750	-32.25
2	0.60	1.35	1.00	-1.00	190.35	0.900	-171.32
3	0.70	0.95	1.00	-1.00	156.28	0.850	-132.83
4	0.70	0.60	0.50	-1.00	49.35	0.733	-36.19
5	0.40	0.60	1.00	1.00	56.40	0.700	39.48
6	0.40	0.60	0.50	1.00	28.20	0.633	17.86
7	1.00	3.25	1.00	-1.00	763.75	0.000	0.00
8	2.50	0.20	0.50	-1.00	58.75	1.333	-78.33
9	2.50	0.20	0.50	1.00	58.75	1.333	78.33
10	2.50	1.50	1.00	-1.00	881.25	1.750	-1542.19
11	2.50	1.50	1.00	1.00	881.25	1.750	1542.19
12	1.00	1.70	1.00	-1.00	399.50	0.000	0.00
				PMS A1 =	3566.83	MMS A1 =	-315.26

Wing wall

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
12	4.00	0.61	1.00	-1.00	61.00	2.900	-176.90
13	3.70	2.30	1.00	-1.00	212.75	3.050	-648.89
14	3.70	0.60	1.00	-1.00	55.50	3.050	-169.28
15	4.40	1.80	1.00	-1.00	198.00	2.700	-534.60
16	4.40	0.20	0.50	-1.00	22.00	3.433	-75.53
17	0.70	0.60	0.50	-1.00	10.50	0.967	-10.15
				PMS WW1 =	559.75	MMS WW1 =	-1615.35

Tanah

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Dirac			
19	2.10	0.61	1.00	-1.00	185.08	1.950	-360.90
20	1.80	4.70	1.00	-1.00	1222.30	2.100	-2566.83
21	0.70	0.60	0.50	-1.00	30.34	1.167	-35.40
22	0.70	1.80	1.00	-1.00	182.04	0.850	-154.74
23	2.50	0.20	0.50	-1.00	36.12	2.167	-78.26
				PMS TA1 =	1655.89	MMS TA1 =	-3196.14

Σ PMS Struktur Bawah = 5782.47

Σ MMS Struktur Bawah = -5126.75

3) Beban karena berat sendiri (MS)

Tabel 4. 112 Perhitungan karena berat sendiri Abutment A1

No	Berat sendiri	PMS (kN)	MMS (kN)
1	Struktur atas		
	- Precast	1629.73	0.00
	- Cast in situ	2141.88	0.00
2	Struktur bawah	5782.47	-5126.75
Total berat sendiri precast =		1629.73	0.00
Total berat sendiri cast in situ =		7924.35	-5126.75

4) Beban Mati tambahan (MA)

Tabel 4. 113 Perhitungan karena beban mati tambahan Abutment A1

No	Jenis	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	La (m)	n			
1	Lap.Aspal+ overlay	7,40	0,05	35	1	22	kN/m ³	284,9
2	Air hujan	9,40	0,05	35	1	9,8	kN/m	161,21
3	Barrier			35	2	6,67	kN/m	466,6
							WMA=	912,7

Beban pada abutment karena berat sendiri struktur atas,

$$PMA = \frac{1}{2} * W MA = 456,35$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$e = - Bx/2 + b_8 + b_7/2 = 0,00 \text{ m}$$

Momen pada fondasi karena berat sendiri struktur atas,

$$MMA = PMA * e = 0,00 \text{ kN.m}$$

5) Tekanan Tanah

Tekanan Tanah Karena Tanah Eksisting (Ta.1)

Tinggi abutment,	H	=	7,01 m
Lebar timbunan tanah,	By'	=	8,4 m
Berat volume tanah,	γ_w	=	16,50 t/m
Sudut gesek dalam,	ϕ	=	40,00°
Sudut gesek antara urugan dan dinding,	δ	=	28°
Sudut pada urugan,	β	=	0°
Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal, θ		=	90°
Faktor pengurangan kekuatan,	$K\phi^R$	=	0,7
Sudut geser aktual tanah, $\phi'f = \tan^{-1}(K\phi^R * \tan\phi)$		=	30,429
Koefisien tekanan tanah aktif	r	=	1,239
	Ka	=	0,680

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_1 + \delta) \sin(\phi_1 - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta - \beta)}} \right]^2$$

$$Ka = \frac{\sin^2(\theta + \phi_1)}{r[(\sin^2\theta \sin(\theta - \delta))]}$$

Adapun perhitungan beban horizontal karena tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

- a. Gaya tekanan tanah aktif karena beban tambahan,

$$TA1 = 0.7 * \gamma_w * Ka * By' * H \quad TA1 = 462,2825958 \text{ kN}$$

- b. Gaya tekanan tanah aktif karena timbunan tanah,

$$TA2 = 0.5 * \gamma_w * Ka * By' * H * H \quad TA2 = 2314,714997 \text{ kN}$$

Adapun perhitungan momen karena tekan tanah aktif dapat dilihat pada Tabel 4.112 di bawah ini:

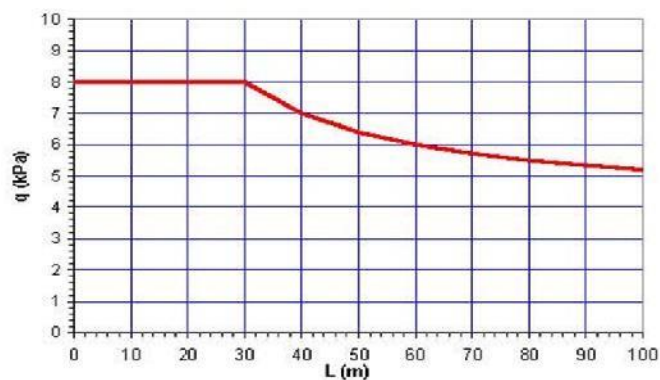
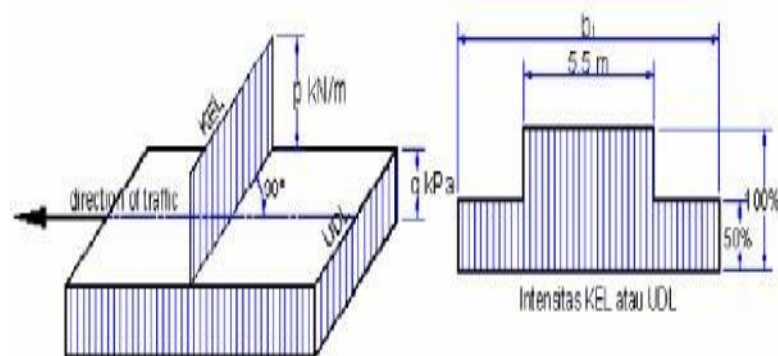
Tabel 4. 114 Perhitungan karena tekanan tanah aktif Abutment A1

No	Gaya karena tekanan tanah	TTA (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MTA (kNm)
1	TA1	462,2825958	$y = H / 2$	3,505	1620,300498
2	TA2	2314,714997	$y = H / 3$	2,336666667	5408,717377
	TTA =	2777,00		MTA =	7029,02

Beban Lalu Lintas

$q = 9,0$ kPa , untuk $L \leq 30\text{m}$

$q = 9,0 \cdot (0,5 + 15/L)$ kPa , untuk $L > 30\text{m}$

**Gambar 4. 89 Beban lajur Abutment A1 (q)**

Untuk panjang bentang,

$L = 35,00$

$q = 8,36$ kPa

KEL mempunyai intensitas,

$p = 49,00$ kM/m

Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut :

DLA = 0,40

untuk $L \leq 50\text{ m}$

$$DLA = 0.4 - 0.0025 \cdot (L - 50) \text{ untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

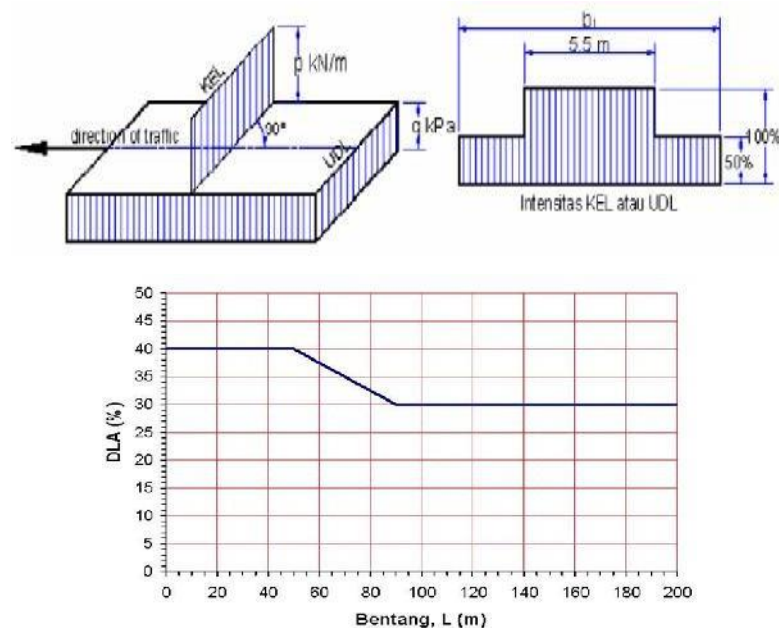
$$DLA = 0,30 \text{ untuk } L \geq 90 \text{ m}$$

Untuk nilai,

$$L = 35,00$$

$$b_1 = 7,40$$

$$DLA = 0,40$$



Gambar 4. 90 Beban lajur Abutment A1 (DLA)

Beban lajur 'D',

$$W_{TD} = q \cdot L \cdot (5,5 + b) / 2 + p \cdot DLA \cdot (5,5 + b) / 2 = 2013,05 \text{ kN}$$

Beban pada abutment karena beban lajur 'D',

$$P_{TD} = 1/2 \cdot W_{TD} = 1006,52 \text{ kN}$$

Eksentrisitas terhadap fondasi,

$$e = -Bx/2 + b/8 + b/2 = 0,00 \text{ m}$$

Momen pada fondasi karena beban lajur 'D',

$$M_{MA} = P_{TD} \cdot e = 0,00 \text{ kNm}$$

6) Beban Pejalan Kaki (TP)

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$

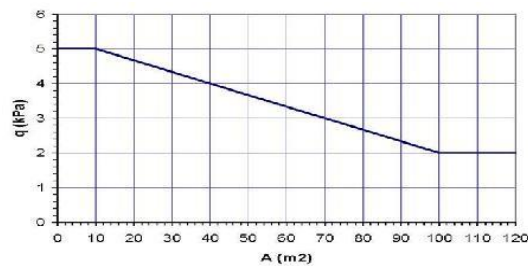
$$q = 5,00 \text{ kPa}$$

Untuk $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$

$$q = 5 - 0,033 \cdot (A - 10) \text{ kPa}$$

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$

$$q = 2,00 \text{ kPa}$$

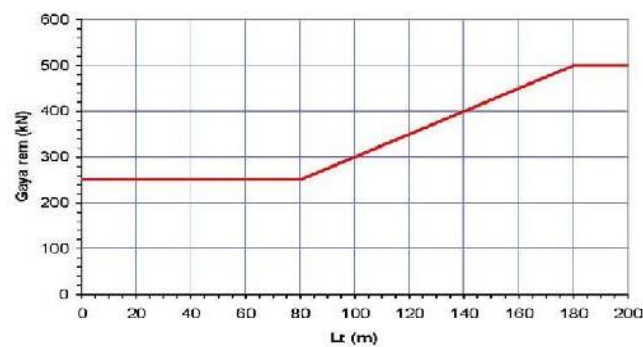


Gambar 4. 91 Beban pejalan kaki Abutment A1

Panjang bentang, $L = 35,00 \text{ m}$
 Lebar pedestrian, $b \text{ pedest} = 1,00 \text{ m}$
 Jumlah pedestrian, $n = 2,00$
 Luas bidang trotoar yang didukung abutment, $A = b^2 \cdot L / 2 \cdot n = 35,00 \text{ m}^2$
 Beban merata pada pedestrian, $q = 5 - 0.033 \cdot (A - 10) = 4,18 \text{ kPa}$

7) Gaya Rem (TB)

Gaya rem, $HTB = 250$ untuk $L_t \leq 80 \text{ m}$
 Gaya rem, $HTB = 250 + 2.5 \cdot (L_t - 80)$ untuk $80 < L_t < 180 \text{ m}$
 Gaya rem, $HTB = 500$ untuk $L_t \geq 180 \text{ m}$



Gambar 4. 92 Gaya rem Abutment A1

Untuk,
 $L_t = L = 35,00 \text{ m}$
 Gaya rem,
 $FTB = 250,00 \text{ kN}$
 Jumlah penahan gaya rem (jumlah abutment),
 $n = 2,00$
 Gaya rem yang bekerja pada abutment,

$$P_{TB} = F_{TB} / n = 125,00 \text{ kN}$$

Besarnya gaya rem dapat diperhitungkan sebesar 5% beban lajur "D" tanpa memperhitungkan faktor beban dinamis (DLA),

$$T_{TB} = 5\% * [q * L * (5.5 + b \text{ lalulintas}) / 2 + p * (5.5 + b \text{ lalulintas}) / 2] / 2 = 55,07$$

Diambil gaya rem,

$$P_{TB} = 125,00$$

Lengan terhadap fondasi,

$$Y_{TB} = 1,8 \text{ meter} + (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c + h_8 + h_{10}) = 8,81$$

Momen pada fondasi karena gaya rem,

$$M_{TB} = P_{TB} * Y_{TB} = 1101,25$$

Lengan terhadap breastwall,

$$Y'_{TB} = 1,8 \text{ meter} + (h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c) = 7,11$$

Momen pada breastwall karena gaya rem,

$$M_{TB} = P_{TB} * Y'_{TB} = 888,75$$

"Catatan: 1,8 meter merupakan pengasumsian gaya secara horizontal pada jarak 1800mm diatas permukaan jalan (SNI 1725:2016)"

8) Beban Lingkungan

Temperatur maksimum rata-rata,	$T_{max} = 40,00$
Temperatur minimum rata-rata,	$T_{min} = 15,00$
Perbedaan temperatur,	$\Delta T = (T_{max} - T_{min}) / 2$
	$\Delta T = 12,50 \text{ } ^\circ\text{C}$
Koefisien muai panjang untuk beton,	$\alpha = 0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}$
Shear stiffness of elastomeric bearing,	$k = 1500,00 \text{ kN/m}$
Panjang bentang Girder,	$L = 34,00 \text{ m}$
	$n = 5,00 \text{ bh}$

Gaya pada abutment karena pengaruh temperatur,

$$T_{ET} = \alpha * \Delta T * k * L / 2 * n = 15,94 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi,

$$Y_{ET} = h_7 = 4,95 \text{ m}$$

Momen pd Fondasi karena temperatur,

$$MET = TET * YET = 78,89 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast Wall,

$$Y'ET = h7 - h9 - h11 = 3,25 \text{ m}$$

Momen pd Breast Wall,

$$MET = TET * Y'ET = 51,80 \text{ kNm}$$

9) Beban Lingkungan

Temperatur maksimum rata-rata,	$T_{max} = 40,00$
--------------------------------	-------------------

Temperatur minimum rata-rata,	$T_{min} = 15,00$
-------------------------------	-------------------

Perbedaan temperatur,	$\Delta T = (T_{max} - T_{min})/2$
-----------------------	------------------------------------

$\Delta T = 12,50 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Koefisien muai panjang untuk beton,	$\alpha = 0,00001 \text{ }^{\circ}\text{C}$
-------------------------------------	---

Shear stiffness of elastomeric bearing,	$k = 1500,00 \text{ kN/m}$
---	----------------------------

Panjang bentang Girder,	$L = 34,00 \text{ m}$
-------------------------	-----------------------

$n = 5,00 \text{ buah}$

Gaya pada abutment karena pengaruh temperatur,

$$TET = \alpha * \Delta T * k * L / 2 * n = 15,94 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi,

$$YET = h7 = 4,95 \text{ m}$$

Momen pd Fondasi karena temperatur,

$$MET = TET * YET = 78,89 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast Wall,

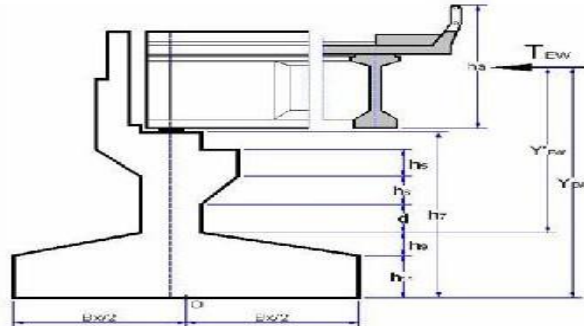
$$Y'ET = h7 - h9 - h11 = 3,25 \text{ m}$$

Momen pd Breast Wall,

$$MET = TET * Y'ET = 51,80 \text{ kNm}$$

10) Beban Angin (EW)

a. Angin Yang Meniup Bidang Samping Jembatan

**Gambar 4. 93 Beban angin pada struktur Abutment A1**

$$T_{EW} = 0.0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b \text{ kN/m}^2$$

dengan:

C_w = Koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = Luas bidang samping jembatan (m²)

$$C_w = 1,25$$

$$\text{Kecepatan angin rencana, } V_w = 35,00 \text{ m/det}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 35,00 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bidang samping kendaraan, } h_a = 3,33 \text{ m}$$

$$A_{b1} = L/2 \cdot h_a = 58,21 \text{ m}^2$$

Beban angin pada abutment,

$$T_{EW1} = 0.0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_{b1} = 53,48 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi,

$$Y_{EW1} = h_7 + h_a/2 = 6,61 \text{ m}$$

Momen pd Fondasi karena beban angin,

$$M_{EW1} = T_{EW1} \cdot Y_{EW1} = 353,64 \text{ kN.m}$$

Lengan terhadap Breast wall,

$$Y'_{EW1} = h_7 - h_9 - h_{11} + h_a/2 = 4,91 \text{ m}$$

Momen pd Breast wall,

$$M'_{EW1} = T_{EW1} \cdot Y'_{EW1} = 262,73 \text{ kN.m}$$

b. Angin Yang Meniup Kendaraan

$TEW = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * A_b$ kN/m², dengan:

C_w = Koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = Luas bidang samping jembatan (m²)

$$C_w = 1,20$$

Kecepatan angin rencana, $V_w = 35,00$ m/det

Panjang bentang, $L = 35,00$ m

Tinggi bidang samping kendaraan, $h_{girder} = 1,70$ m

Beban angin pada abutment,

$$TEW_2 = 0.0006 * C_w * (V_w)^2 * L/2 = 15,44 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi,

$$YEW_2 = h_7 + h_{girder} + t_{slab} + t_{aspal} = 6,95 \text{ m}$$

Momen pd Fondasi karena beban angin,

$$MEW_2 = TEW_2 * YEW_2 = 107,27 \text{ kN.m}$$

Lengan terhadap Breast wall,

$$Y'EW_2 = YEW_2 - h_{t1} - h_9 = 5,25 \text{ m}$$

Momen pd Breast wall,

$$M'EW_2 = TEW_2 * Y'EW_2 = 81,03 \text{ kN.m}$$

c. Beban Angin Total Pada Abutment

Total beban angin pada Abutment,

$$TEW = TEW_1 + TEW_2 = 68,91 \text{ kN.m}$$

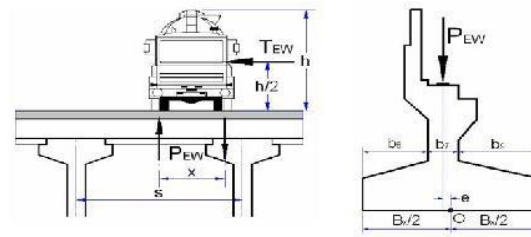
Total momen pada Fondasi,

$$MEW = MEW_1 + MEW_2 = 460,91 \text{ kN.m}$$

Momen pada Breastwall,

$$MEW = M'EW_1 + M'EW_2 = 343,76 \text{ kN.m}$$

d. Transfer Beban Angin Ke Lantai Jembatan



Gambar 4. 94 Beban angin kendaraan Abutment A1

Beban angin tambahan yang meniup bidang samping kendaraan,

$$TEW = 0.0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 = 1,84 \text{ kN.m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai jembatan,

$$h = 2,00 \text{ m}$$

$$x = 1,75 \text{ m}$$

Gaya pada abutment karena transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$PEW = (1/2 \cdot h/x \cdot TEW) \cdot L/2 = 18,38 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi,

$$e = - Bx/2 + b_8 + b_7/2 = 0,00$$

Momen pada Fondasi karena tranfer beban angin,

$$MEW = PEW \cdot e = 0,00 \text{ kN}$$

11) Beban Gempa (EQ)

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh data sebagai berikut;

$$\text{Reaksi perletakan beban mati struktur atas (PMS)} = 3771,61 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi perletakan beban mati tambahan (PMA)} = 456,35 \text{ kN}$$

Adapun perhitungan gempa vertikal adalah sebagai berikut;

$$PEQV = 10\% (PMS + PMA) = 422,795825 \text{ kN}$$

$$e = 0,00$$

$$MEQV = 0 \text{ kNm}$$

a. Gempa Lateral

- Analisis kelas situs

Pada perencanaan jembatan Karangsambung data yang diperoleh berupa pengujian N-SPT (Standar Penetration Test). Dari data tersebut dapat diperhitungkan nilai N rata-rata ($\bar{N}$)

$$\bar{N} \text{ rata-rata} = 40$$

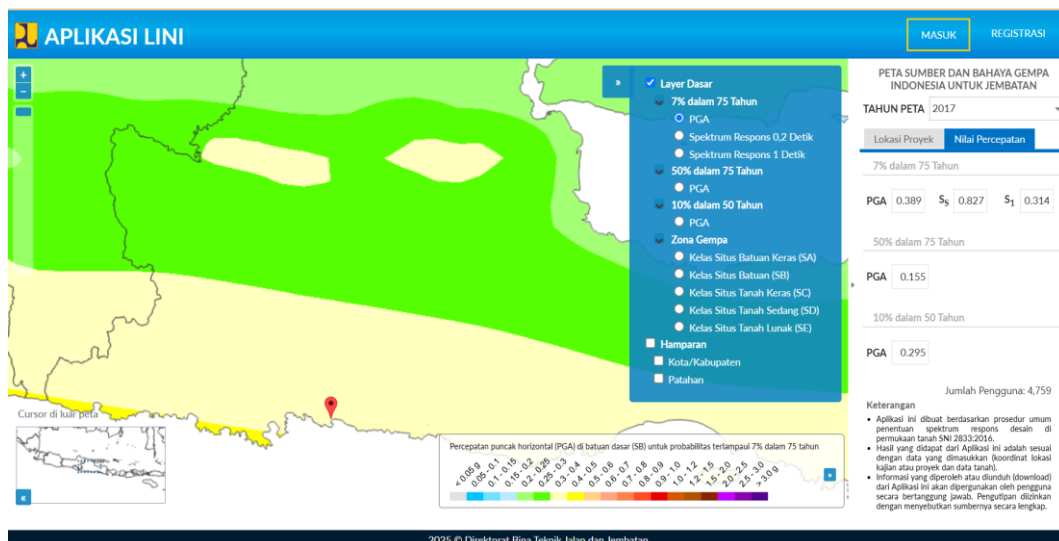
Tabel 4. 115 Klasifikasi kelas situs tanah

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 750$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$

Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :

1. Indeks plastisitas, $PI > 20$,
2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan
3. Kuat geser tak terdrainase $S_u < 25$ kPa

Maka, dari gambar diatas dapat disimpulkan bahwa jenis tanah masuk pada kelas situs tanah sedang.



Gambar 4. 95 Peta bahaya gempa Abutment A1
Sumber : LINI (Layanan Informasi Peta Sumber dan Bahaya Gempa Indonesia untuk Infrastruktur)

- Menentukan nilai PGA, SS dan S1 berdasarkan peta gempa

$$PGA = 0,389$$

$$SS = 0,827$$

$$S1 = 0,314$$

- Menentukan faktor situs $FPGA$, Fa dan f_v

**Tabel 4. 116 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 0,2 Detik ($FPGA/Fa$)
Abutment A1**

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S \geq 1,25$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1	1
Tanah sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1
Tanah lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa , 2016)

Tabel 4. 117 Faktor Amplifikasi untuk PGA dan 1,0 Detik (F_v) Abutment A1

Kelas situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah sedang (SD)	2,1	2	1,8	1,6	1,5
Tanah lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

(Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa , 2016)

Dari nilai PGA, SS dan S1 dengan kelas situ tanah keras (SC), didapatkan nilai faktor situs berdasarkan Tabel 3.12 dan Tabel 3.13 sebagai berikut.

$$FPGA = 1,1$$

$$Fa = 1,1$$

$$F_v = 1,8$$

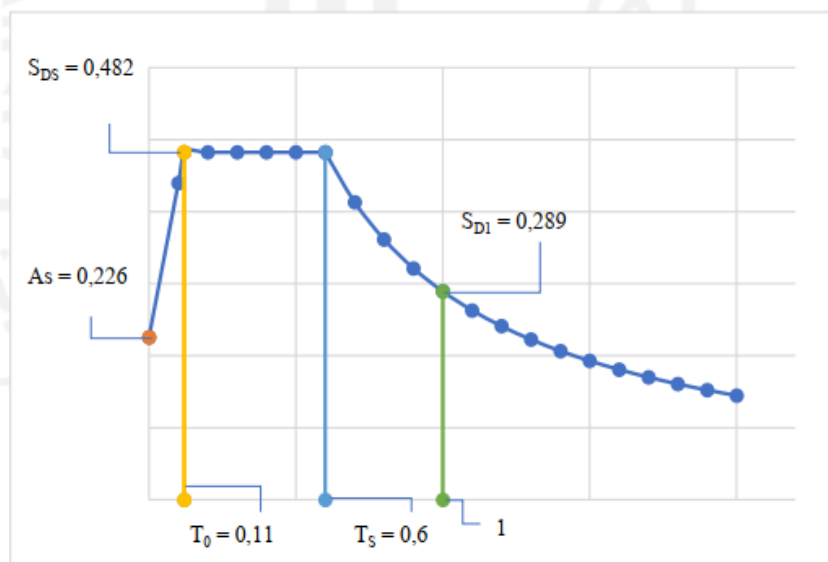
- Menggambar grafik respon spektra

$$As = FPGA \times PGA$$

$$= 0,4279$$

$$\begin{aligned}
 SDS &= FA \times SS \\
 &= 0,9097 \\
 SD1 &= F_v \times S1 \\
 &= 0,5652 \\
 TS &= SDS/SD1 \\
 &= 1,609518754 \\
 T0 &= 0,2 \times TS \\
 &= 0,321903751
 \end{aligned}$$

Adapun grafik respon spektra dari nilai-nilai di atas dapat dilihat pada Gambar 4.96 di halaman selanjutnya.



Gambar 4. 96 Grafik Respon Spektra Abutment A1

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus:

$$TEQ = K_h \cdot I \cdot W_t$$

dengan, $K_h = C \cdot S$

TEQ = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

W_t = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan berat mati tambahan,

$$W_t = PMS + PMA \text{ (kN)}$$

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah

S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan.

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 * p * \sqrt{[WTP/(g*KP)]}$$

dimana,

Wt = Berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

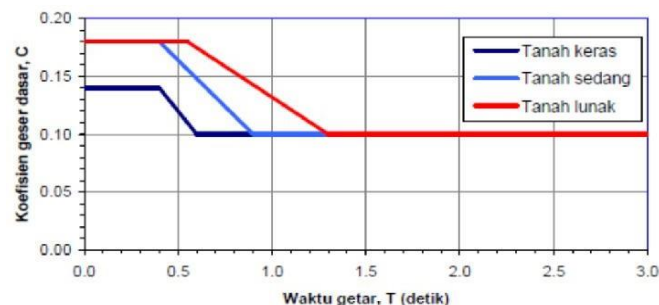
KP = kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan.

g = percepatan gravitasi bumi,

$WTP = PMS \text{ (str atas)} + 1/2 * PMS \text{ (str bawah)}$

$G = 9,80 \text{ m/det}^2$

Hubungan antara waktu getar dan koefisien geser dasar untuk kondisi tanah tertentu dan wilayah gempa 3 dilukiskan seperti pada Gambar dibawah:



Gambar 4. 97 Hubungan antara waktu getar dan koefisien geser dasar Abutment A1

- Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Tinggi breast wall,

$$Lb = 5,31 \text{ m}$$

Ukuran penampang breast wall,

$$b = Ba = 9,40 \text{ m}$$

$$h = b7 = 1,00 \text{ m}$$

Inersia penampang breastwall,

$$Ic = 1/12 * b * h^3 = 0,7833333 \text{ m}^4$$

Kualitas beton, K-361,45

$$f_c' = 0.83 \cdot K / 10 = 30,00 \text{ Mpa}$$

Modulus elastis beton,

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 25742,96 \text{ MPa}$$

Modulus elastis beton,

$$E_c = 25742960,20 \text{ KPa}$$

Nilai kekakuan,

$$K_p = 3 \cdot E_c \cdot I_c / L_b = 11392835,49 \text{ kN/m}$$

Percepatan gravitasi,

$$g = 9,80 \text{ m/det}$$

Berat sendiri struktur atas,

$$PMS (\text{struktur atas}) = 3771,61 \text{ kN}$$

Berat mati tambahan,

$$PMA = 456,35 \text{ kN}$$

Berat lajur D,

$$0,3 \times PTD = 301,96 \text{ kN}$$

Waktu getar alami struktur,

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{[PMS + PMA / (g \cdot K_p)]} = 0,04 \text{ detik}$$

$$T_x < T_0$$

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium), Tanah Sedang

Lokasi wilayah gempa, Zona 6

koefisien respons gempa elastis spektrum desain,

$$C_{smx} = A_s + S_{Ds} - A_s \cdot \frac{T_x}{T_0}$$

$$= 0,4858$$

Faktor modifikasi gempa,

$$R = 2$$

$$I = 1$$

Gaya gempa,

$$TEQ = C/R \cdot (PMS + PMA + 0,3PTD) = 1100,302 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik pilecap,

$$Y_{eq} = h/7 = 4,950$$

Momen karena gempa arah x,

$$M_{EQ\ x} = T_{EQ} \times Y_{eq} = 5446,496 \text{ kNm}$$

- Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Arah Y)

Inersia penampang breast wall,

$$I_c = 1/12 \times h \times b^3 = 69,22 \text{ m}^4$$

Kualitas beton, K 361,45

$$f_c' = 0.83 \times K/10 = 30,00 \text{ MPa}$$

Modulus elastis beton,

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 25742,96 \text{ MPa}$$

Modulus elastis beton,

$$E_c = 25742960,20 \text{ Kpa}$$

Nilai kekakuan,

$$K_p = 3 \times E_c \times I_c / L_b = 1006670944,30 \text{ kN/m}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{[PMS + PMA / (g \times K_p)]} = 0,00411 \text{ detik}$$

Koefisien respons gempa elastis spektrum desain.

$$C = 0,43$$

Faktor modifikasi gempa,

$$R = 2$$

$$I = 1,00$$

$$T_{EQ} = C/R \times (PMS + PMA + 0,3PTD) = 983,125 \text{ kN}$$

Lengan terhadap titik pilecap,

$$Y_{eq} = h/7 = 4,950$$

Momen pada fondasi karena beban gempa,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ} = 4866,47 \text{ kNm}$$

Tekanan Tanah Dinamis Karena Gempa

$$\theta = \tan^{-1} (K_h)$$

$$K_a G = \cos^2 (\Phi' - \theta) / [\cos^2 \theta \times \{1 + \sqrt{\sin \Phi' \times \sin (\Phi' - \theta) / \cos \theta}\}]$$

$$\Delta K_a G = K_a G - K_a$$

Tekanan tanah dinamis,

$$p = H_w * w_s * \Delta K_a G \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Koefisien geser dasar,

$$C = csmx * I / R = 0,24$$

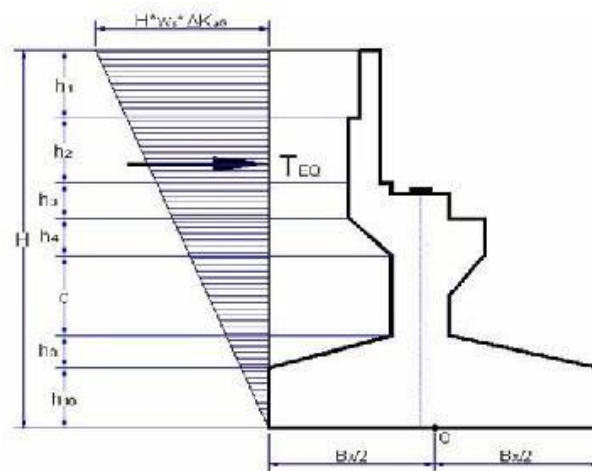
Koefisien struktur dasar

$$F = 1,50$$

Faktor penyesuaian berdasarkan tipe struktur dan kekakuan,

$$S = 1.3 \times F = 1,95$$

$$K_h = C \times S = 0,47$$



Gambar 4. 98 Tekanan tanah dinamis karena gempa Abutment A1

$$H = 7,01 \text{ m}$$

$$B_a = 9,40 \text{ m}$$

$$K_h = 0,4736$$

$$\Phi' = 27,00 \text{ derajat}$$

$$K_a = 0,5500$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\theta = \tan^{-1} (K_h) = 0,4423$$

$$\cos^2 (\Phi' - \theta) = 1,00$$

$$\cos^2 \theta = 0,8168$$

$$\cos \theta = 0,9038$$

$$\sin \Phi' = 0,45$$

$$\sin (\Phi' - \theta) = 0,03$$

$$K_a G = \cos^2 (\Phi' - \theta) / [\cos^2 \theta * \{1 + \sqrt{(\sin \Phi' * \sin (\Phi' - \theta)) / \cos \theta}\}] = 1,09$$

$$\Delta K_a G = K_a G - K_a = 0,54$$

Gaya gempa lateral,

$$T_{EQ} = 1/2 * H_2 * w_s * \Delta K_a G * B_a = 2041,59 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,

$$y_{EQ} = 2/3 * H = 4,67 \text{ m}$$

Momen karena gempa,

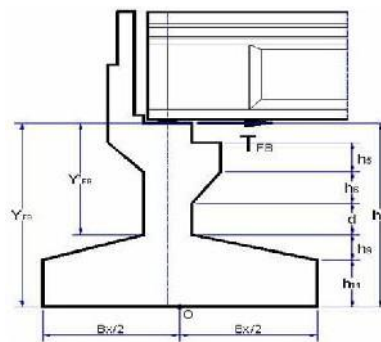
$$M_{EQ} = T_{EQ} * y_{EQ} = 9541,05 \text{ kN.m}$$

Gesekan Pada Perletakan

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer,

$$\mu = 0,018$$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.



Gambar 4. 99 Gesekan pada perletakan abutment A1

Berat sendiri struktur atas,

$$PMS = 3771,61 \text{ kN}$$

Beban mati tambahan,

$$PMA = 456,35 \text{ kN}$$

Reaksi abutment karena beban tetap,

$$P_T = PMS + PMA = 4227,96 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan,

$$T_{FB} = \mu * P_T = 76,10 \text{ kN}$$

Lengan terhadap Fondasi,

$$Y_{FB} = h_7 = 4,95 \text{ m}$$

Momen pd Fondasi karena gesekan,

$$MFB = TFB * YFB = 40,66 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap Breast wall,

$$Y'FB = h7 - h9 - h11 = 3,25 \text{ m}$$

Momen pd Breast wall karena gesekan,

$$MFB = TFB * y'FB = 978,50 \text{ kNm}$$

Tabel 4. 118 Rekapitulasi Momen Abutment A1

No	Aksi/ Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri struktur atas	MS					
	Beton pracetak		1629,73			0,00	
	Beton cor di tempat		2141,88			0,00	
2	Berat sendiri struktur bawah	MS					
	Beton cor di tempat		5782,47			- 5126,75	
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	456,35			0,00	
4	Tekanan tanah	TA		2041,59		7029,02	
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1006,52			0,00	
5	Beban pedestrian	TP	146,13			0,00	
6	Gaya rem	TB		125,00		1101,25	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	TG		15,94		78,89	
8	Beban Angin pada Struktur	EWS	18,38		53,48		353,64

No	Aksi/ Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			15,44		107,27
10	Beban Gempa	EQ		1100,30	983,12	5446,50	4866,47
11	Tekanan tanah dinamis	EQ		2041,59		9541,05	
D	Aksi Lainnya						
12	Gesekan	BF		8,21		40,66	

Tabel 4. 119 Rekapitulasi Kombinasi Beban Tak Terfaktorkan/Rill Pada Pilecap Abutment A1

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		Keterangan
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
1	KUAT I	11163,08	2190,75	0,00	3123,07	0,00	
2	KUAT II	11163,08	2190,75	0,00	3123,07	0,00	
3	KUAT III	10028,80	2065,75	53,48	2021,82	353,64	
4	KUAT IV	10010,43	2065,75	0,00	2021,82	0,00	
5	KUAT V	10028,80	2065,75	68,91	2021,82	460,91	
6	EKSTREMI	11163,08	5316,71	983,12	18031,73	4866,47	
7	EKSTREMI II	Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air					
8	DAYA LAYAN I	11181,45	2190,75	68,91	3123,07	460,91	
9	DAYA LAYAN II	11163,08	2174,81	0,00	3044,18	0,00	
10	DAYA LAYAN III	11163,08	2190,75	0,00	3123,07	0,00	
11	DAYA LAYAN IV	10028,80	2065,75	53,48	2021,82	353,64	
12	FATIK	1152,65	125,00	0,00	1101,25	0,00	

Tabel 4. 120 Rekapitulasi Beban Ultimit Pilecap Karena Faktor Abutment A1

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		Keterangan
		P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	
1	KUAT I	15153,53	2785,21	0,00	4144,41	0,00	
2	KUAT II	14692,47	2735,21	0,00	3703,91	0,00	
3	KUAT III	13104,49	2560,21	74,87	2162,16	495,09	
4	KUAT IV	13078,76	2560,21	0,00	2162,16	0,00	
5	KUAT V	13086,11	2560,21	36,83	2162,16	248,73	
6	EKSTREM I	13424,55	5739,60	983,12	17480,08	4866,47	
7	EKSTREM II	Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air					
8	DAYA LAYAN I	11168,59	2182,78	31,48	3083,62	213,36	
9	DAYA LAYAN II	11508,87	2212,31	0,00	3374,55	0,00	
10	DAYA LAYAN III	10932,55	2157,78	0,00	2863,37	0,00	
11	DAYA LAYAN IV	10023,29	2065,75	37,43	2021,82	247,55	
12	FATIK	864,49	93,75	0,00	825,94	0,00	

1. Kontrol Stabilitas Abutment

a. Stabilitas Abutment Terhadap Guling

- Stabilitas Guling Abutment Arah Memanjang Jembatan

Eksentrisitas beban terhadap fondasi,

$$e = -3,00 \text{ m}$$

Tabel 4. 121 Momen karena guling berat sendiri Abutment A1

ABUTMENT							
No	PARAMETER BERAT BAGIAN				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
1	0,30	0,61	1,00	-1,00	43,01	3,750	-161,27
2	0,60	1,35	1,00	-1,00	190,35	3,900	-742,37
3	0,70	0,95	1,00	-1,00	156,28	3,850	-601,66
4	0,70	0,60	0,50	-1,00	98,70	3,733	-368,48
5	0,40	0,60	1,00	-1,00	56,40	2,300	-129,72
6	0,40	0,60	0,50	-1,00	56,40	2,367	-133,48

ABUTMENT							
No	PARAMETER BERAT BAGIAN				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
7	1,00	3,25	1,00	-1,00	763,75	3,000	-2291,25
8	2,50	0,20	0,50	-1,00	117,50	4,333	-509,17
9	2,50	0,20	0,50	-1,00	117,50	1,667	-195,83
10	2,50	1,50	1,00	-1,00	881,25	4,750	-4185,94
11	2,50	1,50	1,00	-1,00	881,25	1,250	-1101,56
12	1,00	1,70	1,00	-1,00	399,50	3,000	-1198,50
				PMS A1 =	3761,88	MMS A1 =	-11619,23

WING WALL							
No	PARAMETER BERAT BAGIAN				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
12	4,00	0,61	1,00	-1,00	61,00	5,900	-359,90
13	3,70	2,30	1,00	-1,00	212,75	6,050	-1287,14
14	3,70	0,60	1,00	-1,00	55,50	6,050	-335,78
15	4,40	1,80	1,00	-1,00	198,00	5,700	-1128,60
16	4,40	0,20	0,50	-1,00	22,00	6,433	-141,53
17	0,70	0,60	0,50	-1,00	10,50	3,967	-41,65
				PMS WW1 =	559,75	MMS WW1 =	-3294,60

Σ PMS Struktur Bawah = 4321,63

Σ MMS Struktur Bawah = -14913,83

Tabel 4. 122 Perhitungan momen karena guling Abutment A1 arah memanjang jembatan

No	Aksi / Beban	Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m)	Momen (kNm)
A	Aksi Tetap				
1	Berat sendiri struktur atas	MS			
	Beton pracetak		1629,73	-3,00	-4889,19
	Beton cor di tempat		2141,88	-3,00	-6425,63
2	Berat sendiri struktur bawah	MS			

No	Aksi / Beban	Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m)	Momen (kNm)
	Beton cor di tempat		4321,63		-14913,83
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	456,35	-3,00	-1369,06
4	Tekanan tanah	TA			
B	Beban Lalu-lintas				
4	Beban lajur "D"	TD	1006,52	-3,00	-3019,57
5	Beban pedestrian	TP	146,13	-3,00	-438,38
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			
11	Tekanan tanah dinamis	EQ			
D	Aksi Lainnya				
12	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	9702,24	$\Sigma M =$	-31055,65

Tabel 4. 123 Pehitungan cek guling Abutment A1 arah memanjang jembatan

No	Keadaan Batas	Penahan ΣMw (kN.m)	Pengguling ΣMx (kN.m)	SF	Keterangan
a	b	c	d	e = c/d	f
1	KUAT I	-42296,92	3123,07	13,54	OK, SF > 1,5
2	KUAT II	-40913,75	3123,07	13,10	OK, SF > 1,5
3	KUAT III	-36072,63	2021,82	17,84	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	-36072,63	2021,82	17,84	OK, SF > 1,5
5	KUAT V	-36072,63	2021,82	17,84	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	-37110,01	18031,73	2,06	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II				Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	-31055,65	3123,07	9,94	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	-32093,03	3044,18	10,54	OK, SF > 1,5

No	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_x (kN.m)		
a	b	c	d	$e = \frac{c}{d}$	f
10	DAYA LAYAN III	-30364,06	3123,07	9,72	OK, SF > 1,5
11	DAYA LAYAN IV	-27597,70	2021,82	13,65	OK, SF > 1,5
12	FATIK	-2593,46	1101,25	2,36	OK, SF > 1,5

- Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang Jembatan

Tabel 4. 124 Perhitungan momen karena guling Abutment A1 arah melintang jembatan

No	Aksi / Beban	Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m) = $\frac{1}{2} B_y$	Momen (kNm)
A	Aksi Tetap				
1	Berat sendiri struktur atas	MS			
	Beton pracetak		1629,73	-4,70	-7659,73
	Beton cor di tempat		2141,88	-4,70	-10066,81
2	Berat sendiri struktur bawah	MS			
	Beton cor di tempat		4321,63		-14913,83
3	Beban mati tambahan	MA	456,35	-4,70	-2144,86
4	Tekanan tanah	TA			
B	Beban Lalu-lintas				
4	Beban lajur "D"	TD	1006,52	-4,70	-4730,66
5	Beban pedestrian	TP	146,13	-4,70	-686,79
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			
11	Tekanan tanah dinamis	EQ			
D	Aksi Lainnya				
12	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	9702,24	$\Sigma M =$	-40202,68

Tabel 4. 125 Pehitungan cek guling Abutment A1 arah melintang jembatan

No	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_y (kN.m)		
a	b	c	d	e = c/d	f
1	KUAT I	55278,66	-	-	$M_y = 0$
2	KUAT II	53111,68	-	-	$M_y = 0$
3	KUAT III	45527,26	353,64	128,74	OK, $SF > 1,5$
4	KUAT IV	45527,26	-	-	$M_y = 0$
5	KUAT V	45527,26	460,91	98,78	OK, $SF > 1,5$
6	EKSTREM I	47152,49	4866,47	9,69	OK, $SF > 1,5$
7	EKSTREM II				Diabaikan karena tidak ada lalulintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	40202,68	460,91	87,22	OK, $SF > 1,5$
9	DAYA LAYAN II	41827,91	-	-	$M_y = 0$
10	DAYA LAYAN III	39119,19	-	-	$M_y = 0$
11	DAYA LAYAN IV	34785,23	353,64	98,36	OK, $SF > 1,5$
12	FATIK	4063,08	-	-	$M_y = 0$

b. Stabilitas Abutment Terhadap Geser

- Stabilitas Geser Memanjang Jembatan

$$B_x = 6,00 \text{ m}$$

$$B_y = 9,40 \text{ m}$$

Tanah Eksisting,

$$\text{Kohesi, } c = 0,00$$

$$\text{Sudut gerak dalam, } \Phi = 40,00$$

$$\tan \Phi = 0,8391$$

Stabilitas Geser Pada Abutment Arah Memanjang Jembatan

Tabel 4. 126 Perhitungan cek geser Abutment A1 arah memanjang jembatan

No	Keadaan Batas	Gaya Rill/Tak Terfaktor			SF (tanah eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣT_x (kN)		
(a)	(b)	(c)	(d) = $c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	(e)	(f) = (d)/(e)	(g)
1	KUAT I	11163,08	9366,93	2190,75	4,28	OK, SF > 1,5
2	KUAT II	11163,08	9366,93	2190,75	4,28	OK, SF > 1,5
3	KUAT III	10028,80	8415,17	2065,75	4,07	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	10010,43	8399,75	2065,75	4,07	OK, SF > 1,5
5	KUAT V	10028,80	8415,17	2065,75	4,07	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	11163,08	9366,93	5316,71	1,76	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II					Diabaikan karena tidak ada lalulintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	11181,45	9382,35	2190,75	4,28	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	11163,08	9366,93	2174,81	4,31	OK, SF > 1,5
10	DAYA LAYAN III	11163,08	9366,93	2190,75	4,28	OK, SF > 1,5
11	DAYA LAYAN IV	10028,80	8415,17	2065,75	4,07	OK, SF > 1,5
12	FATIK	1152,65	967,19	125,00	7,74	OK, SF > 1,5

- Stabilitas Geser Melintang Jembatan

Tabel 4. 127 Perhitungan cek geser Abutment A1 arah melintang jembatan

No	Keadaan Batas	Gaya Rill/Tak Terfaktor			SF (tanah eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣT_x (kN)		
(a)	(b)	(c)	(d) = $c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	(e)	(f) = (d)/(e)	(g)
1	KUAT I	11163,08	9366,93	-	-	Ty = 0
2	KUAT II	11163,08	9366,93	-	-	Ty = 0
3	KUAT III	10028,80	8415,17	74,87	112,40	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	10010,43	8399,75	-	-	Ty = 0
5	KUAT V	10028,80	8415,17	36,83	228,52	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	11163,08	9366,93	983,12	9,53	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II					Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	11181,45	9382,35	31,48	298,06	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	11163,08	9366,93	-	-	Ty = 0
10	DAYA LAYAN III	11163,08	9366,93	-	-	Ty = 0
11	DAYA LAYAN IV	10028,80	8415,17	37,43	224,81	OK, SF > 1,5
12	FATIK	1152,65	967,19	-	-	Ty = 0

c. Pemeriksaan terhadap daya dukung tanah

$$q_u = c * N_c + \gamma_s * D_f * N_q + 0.5 * B * \gamma' * N_\gamma$$

Kedalam tanah di depan pile cap, $D_f = 4,00 \text{ m}$

Lebar Pile cap, $B_x = 6,00 \text{ m}$

Panjang Pile cap, $B_y = 9,40 \text{ m}$

Kohesi, $c = 0,00$

Sudut gerak dalam, $\Phi = 40,00$

$$\gamma_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Luas, } A = B_x \cdot B_y$$

$$A = 56,40 \text{ m}^2$$

Dari tabel terzaghi diperoleh nilai N_c , N_q dan N_γ dengan $\Phi = 40$

$$N_c = 41,40$$

$$N_q = 41,10$$

$$N_\gamma = 49,40$$

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma_s \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma$$

$$q_u = 5157,90 \text{ kN/m}^2$$

Total beban vertikal yang terjadi,

$$\Sigma P = 9702,24 \text{ kN}$$

tegangan vertikal yang terjadi di bawah pondasi,

$$\sigma_v = \Sigma P / A$$

$$\sigma_v = 172,03 \text{ kN/m}^2$$

Fk daya dukung,

$$q_u / \sigma_v = 29,98 \text{ Oke, } > 3$$

d. Cek Eksentrisitas

Middle-Third Rule = eksentrisitas $e \leq B/6$, dengan:

Distribusi tekanan di pondasi tetap kompresif penuh

Tidak terjadi zona tarikan (tension zone), yang dalam tanah berbahaya karena tanah tidak tahan tarik

- Arah Y

$$B = 9,40$$

$$e = \frac{M_y \text{ resultan layan (digunakan layan I)}}{P \text{ layan}}$$

$$e = \frac{213,36}{11168,59}$$

$$= 0,02 \leq \frac{9,40}{6,00} = 1,57 (\text{OK})$$

- Arah X

$$L = 50,00$$

$$e = \frac{My_{resultan\ layan}(digunakan\ layan\ I)}{P\ layan}$$

$$e = \frac{8169,71}{11168,59}$$

$$= 0,73 \leq \frac{50,00}{6,00} = 8,33(OK)$$

e. Cek Penurunan Pondasi

Jenis tanah pada dasar pile cap yaitu gravel dengan nilai nspt 50 (sangat padat)

$$q = 172,03 \text{ kn/m}^2$$

$$B_x = 6,00 \text{ m}$$

$$v = 0,2$$

$$E_s = 75000 \text{ kn/m}^2 \text{ (Modulus Elastisitas dari Tabel Perkiraan Modulus Elastisitas, Bowles 1977)}$$

$$I = 0,82 \text{ (Angka Pegaruh dari Tabel Faktor pengaruh, Bowles 1968)}$$

Penurunan pondasi,

$$S = ((q \cdot B_x \cdot (1 - v^2)) / E_s) \cdot I$$

$$S = 0,010833475 \text{ m}$$

$$S = 10,83347515 \text{ mm (AMAN)}$$

SNI 8460:2017 – Tata cara perencanaan geoteknik < 25mm aman

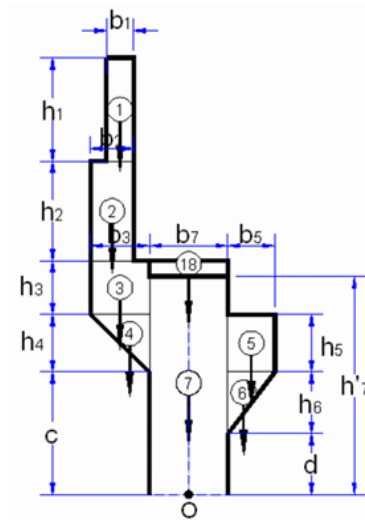
Jadi, Karena penurunan yang terjadi di abutment 1 kurang dari 25 mm, maka penggunaan pondasi dalam tidak diperlukan.

2. Breast Wall

a. Berat Sendiri (MS)

$$B_a = 9,40 \text{ m}$$

$$w_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$$



Gambar 4. 100 Breastwall Abutment A1

Tabel 4. 128 Perhitungan beban breastwall A1 karena berat sendiri

NO	Parameter		Berat (kN)
	b	h	
1	0,30	0,61	43,01
2	0,60	1,35	190,35
3	0,70	0,95	156,28
4	0,70	0,60	98,70
5	0,40	0,60	56,40
6	0,40	0,60	56,40
7	1,00	3,25	763,75
		PMS =	1364,88

b. Tekanan Tanah (TA)

$$H' = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5,31 \text{ m}$$

$$\Phi = 40,00 \text{ rad}$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6 * w_s = 9,90 \text{ kPa}$$

Lebar timbunan tanah,

$$Ba' = 8,40 \text{ m}$$

Sudut gesek antara urugan dan dinding,

Jenis Permukaan Dinding	Nilai δ Maksimum
Beton kasar / kasar alami	$\delta = 0.75 \varphi$
Beton licin / baja	$\delta = 0.50 \varphi$
Geotekstil / rough face	$\delta = 0.80 \varphi$
Licin sekali / interface minimal	$\delta = 0.33 \varphi$

Gambar 4. 101 Nilai sudut maksimum berdasarkan jenis permukaan dinding

$$\delta = 30$$

Sudut pada urugan,

$$\beta = 0^\circ$$

Sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal,

$$\theta = 90^\circ$$

Faktor pengurangan kekuatan,

$$K\phi R = 0,7$$

Sudut geser aktual tanah,

$$\phi'f = \tan^{-1}(K\phi R * \tan\phi) = 30,4286872$$

Koefisien tekanan tanah aktif,

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'f + \delta) \sin(\phi'f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$$r = 2,935017993$$

$$Ka = \frac{\sin^2(\theta + \phi'f)}{r[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]}$$

$$Ka = 0,292506336$$

Adapun perhitungan beban horizontal karena tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut.

Gaya tekanan tanah aktif karena beban tambahan

$$TA1 = 0.7 * \gamma_w * Ka * By' * H$$

$$TA1 = 150,69 \text{ kN}$$

Gaya tekanan tanah aktif karena timbunan tanah

$$TA1 = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot K_a \cdot B_y' \cdot H \cdot H$$

$$TA1 = 571,55 \text{ kN}$$

Adapun perhitungan momen karena tekan tanah aktif dapat dilihat pada tabel di bawah ini

Tabel 4. 129 Perhitungan momen karena tekanan tanah aktif

No	Gaya karena tekanan tanah	TTA (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MTA (kNm)
1	TA1	150,69	$y = H / 2$	2,655	400,088064
2	TA2	571,55	$y = H / 3$	1,77	1011,651247
	TTA =	722,25		MTA =	1411,74

c. Tekanan Tanah Karena Gempa

Tinggi tanah timbunan	H'	=	5,31 m
Tinggi abutment	H	=	7,01 m
Lebar timbunan tanah,	Ba'	=	8,40 m
Berat volume tanah timbunan,	ws	=	16,50 kN/m ³
Sudut gesek dalam tanah timbunan	Φ	=	40,00 °
Sudut geser antara urukan dan dinding	δ	=	30,00 °
Sudut kemiringan timbunan	i	=	0,00 °
Koefisien percepatan vertikal	k_v	=	0,00 °
Kemiringan dinding abutment,	β_a	=	0,00 °
Koefisien respons gempa elastis,	C_{sm}	=	0,49
Besar sudut,	$\theta = \tan^{-1}(C_{sm})$	=	25,91
Koefisien tekanan aktif seismik,			

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \Phi) \sin(\Phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta_a) \cos(i - \beta_a)}} \right)^2$$

$$K_{AE} = 0,69$$

$$B' = \frac{(ws \times H \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times (H - H')}{H}$$

$$B' = 19,49 \text{ kN/m}^2$$

Adapun perhitungan beban horizontal karena tekanan tanah aktif adalah sebagai berikut;

Tekanan tanah aktif karena gempa

$$T_{TEQ1} = \frac{1}{2} \times (ws \times H' \times (1 - k_v) \times K_{AE}) \times H' \times B'_a$$

$$= 1357,52 \text{ kN}$$

$$T_{TEQ2} = B' \times H' \times B'_a$$

$$= 869,22 \text{ kN}$$

Tabel 4. 130 Perhitungan beban horizontal tekanan tanah karena gempa Abutment A1

No	Gaya karena tekanan tanah	TTA (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MTA (kNm)
1	TA1	1357,52	y = H' 2/3	3,54	4805,605796
2	TA2	869,22	y = H' 1/2	2,655	2307,776795
	TTA =	2226,73		MTA =	7113,38

Tabel 4. 131 Rekapitulasi Beban Kerja Pada Breastwall (Tak Terfaktor) Abutment A1

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal	Ty (kN)	Momen	
			P (kN)	Tx (kN)		Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS					
	Beton cor di tempat		5136,49				
2	Beban mati tambahan	MA	456,35				
3	Tekanan tanah	TA		722,25		1411,74	
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1006,52				
5	Beban pedestrian	TP	146,13				
6	Gaya rem	TB		125,00		1101,25	
C	Aksi Lingkungan						

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
7	Temperatur	TG		15,94		78,89	
8	Beban Angin pada Struktur	EWS	18,38		53,48		353,64
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			15,44		107,27
10	Beban Gempa	EQ		1100,30	983,12	5446,50	4866,47
11	Tekanan tanah dinamis	EQ		2041,59		9541,05	
D	Aksi Lainnya						
11	Gesekan	BF		8,21		40,66	

K = faktor beban ultimit

Gaya aksial ultimit,

$$P_u = K * P$$

$$V_{uy} = K * T_y$$

Gaya geser ultimit,

$$V_{ux} = K * T_x$$

$$M_{uy} = K * M_y$$

Momen ultimit,

$$M_{ux} = K * M_x$$

Tabel 4. 132 Rekapitulasi Beban Ultimit Breastwall Karena Faktor Abutment A1

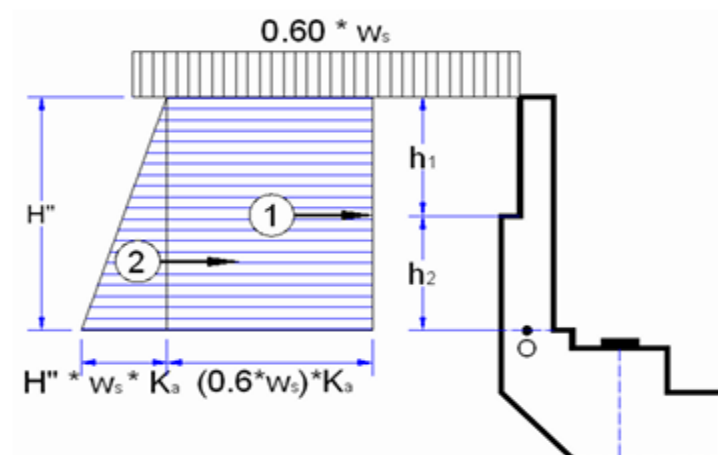
No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		Keterangan
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
1	Kuat I	9573,63	1136,02	0,00	3787,59	0,00	
2	Kuat II	9112,57	1086,02	0,00	3347,09	0,00	
3	Kuat III	7524,59	911,02	74,87	1805,34	495,09	
4	Kuat IV	7498,87	911,02	0,00	1805,34	0,00	
5	Kuat V	7506,22	911,02	36,83	1805,34	248,73	
6	Ekstrem I	7844,66	4090,42	983,12	17123,26	4866,47	

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		Keterangan
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
7	Ekstrem II	Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air					
8	Layan I	6751,00	863,43	31,48	2593,10	213,36	
9	Layan II	7091,28	892,96	0,00	2884,03	0,00	
10	Layan III	6514,96	838,43	0,00	2372,85	0,00	
11	Layan IV	5605,70	746,40	37,43	1531,29	247,55	
12	Fatik	864,49	93,75	0,00	825,94	0,00	

3. Backwall

a. Backwall Bawah

i. Tekanan Tanah (TA)



Gambar 4. 102 Backwall bawah abutment A1

$$\Phi' = 40,000 \text{ rad}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \Phi'/2) = 0,22$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6 * w_s = 9,9 \text{ kPa}$$

$$B_a = 9,40 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 1,96 \text{ m}$$

Tabel 4. 133 Perhitungan momen karena tekanan tanah backwall bawah Abutment A1

No	Gaya karena tekanan tanah	TTA (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MTA (kNm)
1	$TTA = (0.60 * w_s) * H'' * K_a * B_a$	39,66	$y = H'' / 2$	0,98	38,87
2	$TTA = 1/2 * (H'')^2 * w_s * K_a * B_a$	64,78	$y = H'' / 3$	0,65	42,32
	TTA =	104,44		MTA =	81,19

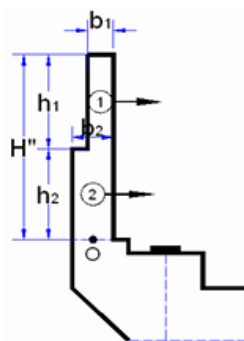
ii. Beban Gempa Statik Ekuivalen

$$h_1 = 0,61 \text{ m}$$

$$h_2 = 1,35 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 1,96 \text{ m}$$

$$TEQ = k_h * w_t = 0,474 * W_t$$



Gambar 4. 103 Beban gempa statik ekuivalen backwall bawah Abutment A1

Tabel 4. 134 Perhitungan momen karena beban gempa statik ekuivalen backwall bawah Abutment A1

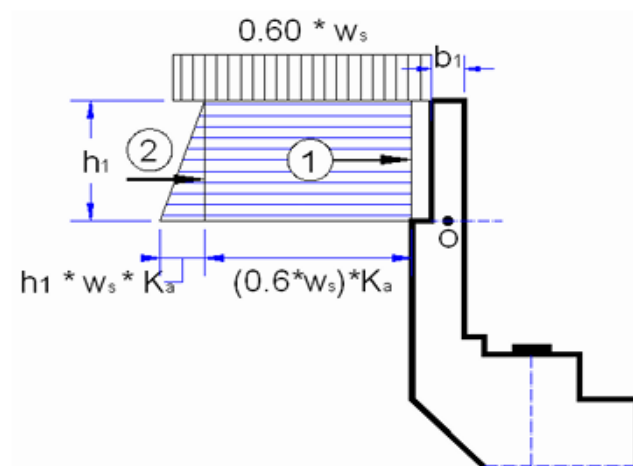
No	Berat W_t (kN)	TEQ (kN)	Lengan	Besar y (m)	MEQ (kNm)
1	43,01	20,37	$y = H'' - h_1/2$	1,655	33,71
2	190,35	90,16	$y = h_2/2$	0,675	60,86
	$T_{EQ} =$	110,53		$M_{EQ} =$	94,57

Tabel 4. 136 Perhitungan beban pada backwall bawah Abutment A1

No	Aksi / Beban	Kode	FAKTOR	T (kN)	M (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Tekanan tanah	TA	1,25	104,44	81,19	130,55	101,49
2	Gempa statik ekivalen	EQ	1,00	110,53	94,57	110,53	94,57
3	Gempa tekanan tanah dinamis	EQ	1,00	579,22	619,78	579,22	619,78
				Beban ultimit backwall =		820,30	815,83

b. Backwall Atas

i. Tekanan Tanah (TA)

**Gambar 4. 105 Backwall Atas Abutment A1**

$$\Phi' = 40,00 \text{ rad}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \Phi'/2) = 0,217$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6 * w_s = 9,90 \text{ kPa}$$

$$B_a = 9,40 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,61 \text{ m}$$

Tabel 4. 137 Perhitungan momen karena tekanan tanah backwall atas Abutment A1

No	Gaya karena tekanan tanah	TTA (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MTA (kNm)
1	$T_{TA} = (0.60 * w_s) * h_1 * K_a * B_a$	12,34	$y = h_1/2$	0,31	3,76
2	$T_{TA} = 1/2 * (H_1)^2 * w_s * K_a * B_a$	6,27	$y = h_1/3$	0,20	1,28
	$T_{TA} =$	18,62		$M_{TA} =$	5,04

ii. Beban Gempa Statik Ekvivalen

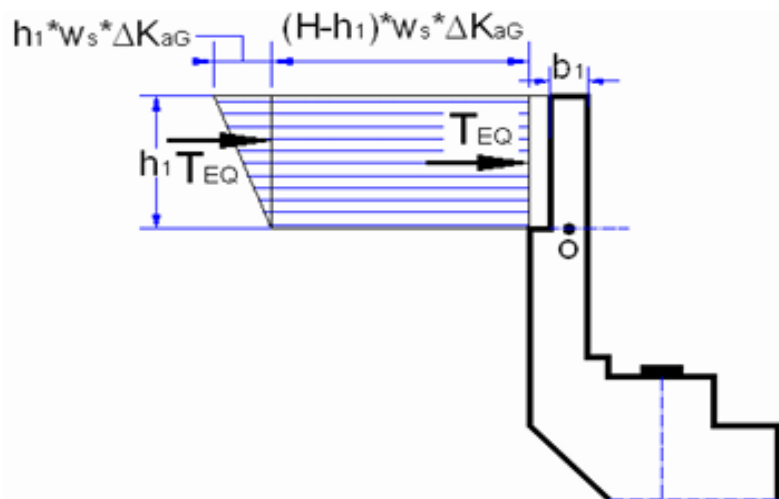
$$h_1 = 0,610 \text{ m}$$

$$TEQ = K_h * I * W_t = 0,474 * W_t$$

Tabel 4. 138 Beban gempa statik ekvivalen backwall atas Abutment A1

No	Berat Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan	Besar y (m)	MEQ (kNm)
1	43,01	20,37	$y = h_1/2$	0,305	6,21
	$TEQ =$	20,37		$MEQ =$	6,21

iii. Beban Gempa Tekanan Tanah Dinamis (EQ)



Gambar 4. 106 Beban Gempa Tekanan Tanah Dinamis backwall atas Abutment A1

$$H = 7,01 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,61 \text{ m}$$

$$w_s = 16,50 \text{ kNm}^2$$

$$\Delta K_a G = 0,54$$

$$B_a = 9,40 \text{ m}$$

Tabel 4. 139 Perhitungan momen karena tekanan tanah dinamis backwall atas Abutment A1

No	Gaya karena tekanan tanah	T_{EQ} (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MEQ (kNm)
1	$1/2 * (h_1)^2 * w_s * \Delta K_a G * B_a =$	15,46	$y = 2/3 * h_1$	0,41	6,29
2	$(H-h_1) * w_s * \Delta K_a G * B_a =$	531,79	$y = h_1/2$	0,31	162,20
	$T_{EQ} =$	547,25		$M_{EQ} =$	168,48

iv. Beban Ultimit Backwall Atas

K = faktor beban ultimit

Gaya geser ultimit, $V_u = K * T$

Momen ultimit, $M_u = K * M$

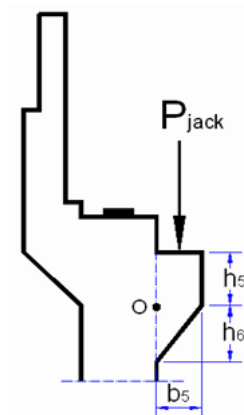
Tabel 4. 140 Perhitungan beban ultimit backwall atas Abutment A1

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	T (kN)	M (kN)	V_u (kN)	M_u (kNm)
1	Tekanan tanah	TA	1,25	18,62	5,04	23,27	6,30
2	Gempa statik ekuivalen	EQ	1,00	20,37	6,21	20,37	6,21
3	Gempa tekanan tanah dinamis	EQ	1,00	547,25	168,48	547,25	168,48
				Beban ultimit backwall =		590,90	181,00

4. Korbek Jack

Gaya geser pada Korbek, $P_{jack} = PMS + PMA + PTD$

Eksentrisitas, $e = b/2 = 0,2 \text{ m}$

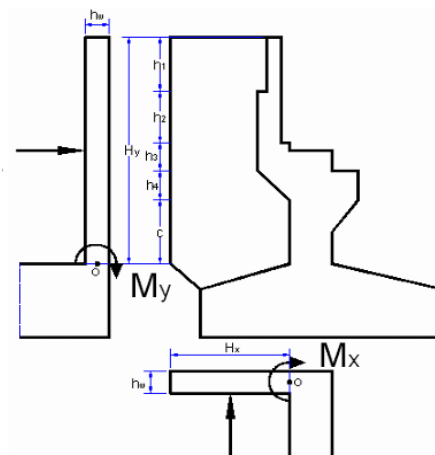


Gambar 4. 107 Korbel jack Abutment A1

Tabel 4. 141 Perhitungan korbel jack Abutment A1

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	P (kN)	Vu (kN)	e (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	MS	1,30	3771,61	4903,09	0,20	980,62
2	Beban mati tambahan	MA	1,80	456,35	821,43	0,20	164,29
				Total =	5724,52		1144,90

5. Wingwall



Gambar 4. 108 Wingwall Abutment A

Ukuran wing wall (ekivalen):

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5,31 \quad \text{m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 4,40 \quad \text{m}$$

$$h_w = 0,50 \quad \text{m}$$

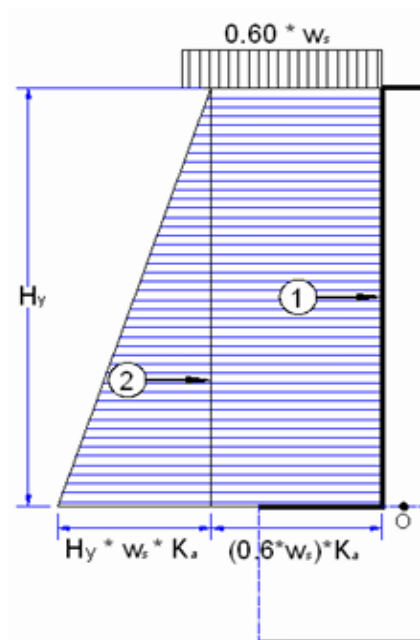
Berat beton, $w_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$

∴ Wing wall dianalisis sebagai pelat dua arah karena salah satu sisi, baik vertikal maupun horizontal, terjepit pada abutment, sehingga timbul momen pada titik jepitan, yaitu M_x dan M_y .

$$M_x = 1/2 * M \text{ jepit arah } x$$

$$M_y = 1/2 * M \text{ jepit arah } y$$

Tekanan Tanah Pada Wingwall



Gambar 4. 109 Tekanan tanah pada wingwall Abutment A1

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5,31 \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 4,40 \text{ m}$$

$$\Phi' = 40,00 \text{ rad}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \Phi'/2) = 0,22$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6 * w_s = 9,9 \text{ kPa}$$

Tabel 4. 142 Perhitungan tekanan tanah pada wingwall Abutment A1

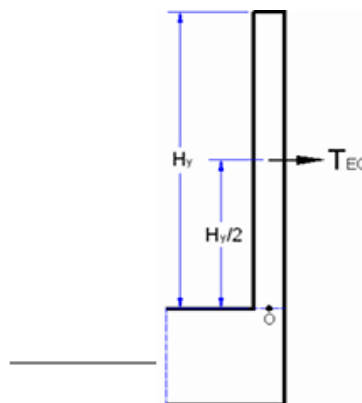
No	Tekanan tanah	kN
1	$TTA = (0,60 * w_s) * H_x * H_y * K_a$	50,30
2	$TTA = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * w_s * K_a$	222,56

Gaya geser dan momen pada wing wall karena tekanan tanah:

Tabel 4. 143 Gaya geser dan momen pada wingwall Abutment A1

No	TTA (kN)	Lengan	y (m)	Lengan	x (m)	My (kNm)	Mx (kNm)
1	50,30	$y = H_y/2$	2,66	$x = H_x/2$	2,20	133,53	110,65
2	222,56	$y = H_y/3$	1,77	$x = H_x/3$	1,47	393,93	326,42
	272,85					527,46	437,07

Beban Gempa Statik Ekivalen Pada Wingwall

**Gambar 4. 110 Beban gempa statik ekivalen wingwall Abutment A1**

Berat wingwall,

$$W_t = H_y * H_x * h_w * w_c = 292,05 \text{ kN}$$

Gaya horizontal gempa,

$$T_{EQ} = K_h * I * W_t = 0,474 * W_t = 138,33 \text{ kN}$$

Lengan,

$$x = H_x/2 = 2,2 \text{ m}$$

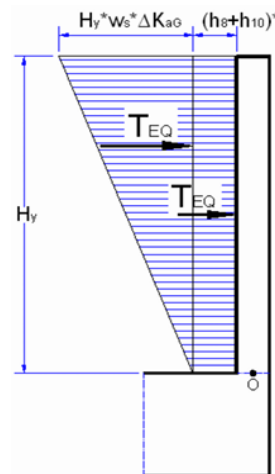
$$M_x = 1/2 * T_{EQ} * x = 152,16 \text{ kNm}$$

Lengan,

$$y = H_y/2 = 2,655 \text{ m}$$

$$M_y = 1/2 * T_{EQ} * y = 0,63 \text{ kNm}$$

Tekanan Tanah Dinamis Pada Wingwall



Gambar 4. 111 Tekanan tanah dinamis pada wingwall Abutment A1

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5,31 \text{ m}$$

$$h_8 + h_{10} = 1,70 \text{ m}$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K_aG = 0,54$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 4,40 \text{ m}$$

Tabel 4. 144 Perhitungan Tekanan tanah dinamis pada wingwall Abutment A1

No	Tekanan Tanah Dinamis	TEQ (kN)
1	$TEQ = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * s * \Delta K_aG$	548,34
2	$TEQ = (h_8 + h_{10}) * H_x * w_s * \Delta K_aG$	66,12

Gaya geser dan momen pada wing wall karena tekanan tanah dinamis:

Tabel 4. 145 Perhitungan gaya geser dan momen pada wingwall Abutment A1

No	TTA (kN)	Lengan	y (m)	Lengan	x (m)	M _y (kNm)	M _x (kNm)
1	548,34	$y = \frac{2}{3} * H_y$	3,54	$x = H_x/2$	2,20	1941,11	1206,34
2	66,12	$y = H_y/2$	2,66	$x = H_x/2$	2,20	175,55	145,47
	614,46					2116,66	1351,81

Beban Ultimit Wingwall

K = faktor beban ultimit

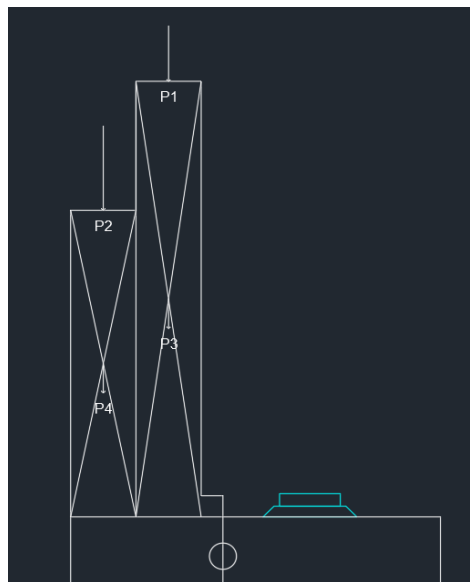
Gaya geser ultimit, $V_u = K * T$

Momen ultimit, $M_u = K * M$

Tabel 4. 146 Gaya geser dan momen pada wingwall Abutment A1

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	T (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)	Vu (kNm)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
1	Tekanan tanah	TA	1,25	272,85	527,46	437,07	341,07	659,32	546,33
2	Gempa statik ekuivalen	EQ	1,00	138,33	0,63	152,16	138,33	0,63	152,16
3	Gempa tekanan tanah dinamis	EQ	1,00	614,46	2116,66	1351,81	614,46	2116,66	1351,81
						Total =	1093,85	2776,62	2050,30

6. Korbél Bawah



Gambar 4. 112 Korbél Bawah

a. P1

Beban Air hujan + Aspal	= 0,48 kN
beban angin	= 6,76 kN
Beban truck	= 263,25 kN
Total	= 270,48 kN

b. P2

Beban Pelat Injak	= 130 kN
-------------------	----------

c. P3

Luasan P3	= 0,618 m ²
Berat Jenis beton	= 2400 kg/m ³
Vu P3	= 139,4208 kN

d. P4

Luasan P4	= 0,435 m ²
Berat Jenis beton	= 2400 kg/m ³
Vu P3	= 98,136 kN
Jadi, Vu Total	= 638,04 kN

2. Pembesian Abutment A1a. *Pile cap* Tulangan Lentur

Dimensi :

Tebal, $h = h_8 + h_{10} = 1,70 \text{ m}$

Lebar, $B_y = 9,40 \text{ m}$

Panjang, $B_x = 6,00 \text{ m}$

Foot arah x = $b_9 = 2,50 \text{ m}$

$b_7 = 1,00 \text{ m}$

Momen ultimit, $M_{ux} = 18031,73 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimit, $P_u = 11163,08 \text{ kN}$

Tegangan yang terjadi pada dasar pilecap,

$$\begin{aligned} \sigma \text{ terjadi} &= \Sigma p_u / A + \Sigma M_u / (1/6 * B \text{ pilecap} * L \text{ pilecap}^2) \\ &= \Sigma p_u / (B_y + B_x) + \Sigma M_u / (1/6 * B_y * B_x^2) \\ &= 1044,586502 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Momen rencana pile cap ditinjau selebar 1 m,

$$Q_u = \sigma \text{ terjadi} \times l = 1044,586502 \text{ kN/m}$$

$$M_{ru} = 1/2 \times Q_u \times b^2 = 3264,332818 \text{ kN.m/m}$$

Momen rencana ultimit,

$$M_u = 3264,33 \text{ kNm/m}$$

Kualitas Beton, K – 350

Kuat tekan beton, $f_c = 30,00 \text{ Mpa}$

Kualitas Besi, 420B

Tegangan leleh besi, $f_y = 420,00 \text{ Mpa}$

Tebal beton, $h = 1700,00 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 50,00 \text{ mm}$

Modulus elastis besi, $E_s = 200000,00 \text{ MPa}$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,80$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times f_c' / f_y \times 600 / (600 + f_y) = 0,03$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - 1/2 \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f_c')] = 7,41$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,80$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$

Tebal aktual, $d = h - d' - 0,5D = 1634,00 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000,00 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 4080,42 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = M_n \times 10^6 / (b \times d) = 1,528 \text{ } R_n < R_{max} \text{ (OK)}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan :

$$\rho = 0,85 \times f_c' / f_y \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times R_n / (0,85 \times f_c')}] = 0,00375$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 0,00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan, $\rho = 0,00375$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho \times b \times d = 6135,42 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D 32 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi / 4 * D2 * b / A_s = 131,14$$

Digunakan tulangan,

D 32 – 100 mm

$$A_s = \pi / 4 * D2 * b / s = 8045,71 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi (20-50)% tulangan pokok diambil 40 %

$$A_s' = 40\% * A_s = 3218,29 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan,

D 22 mm

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s' = \pi / 4 * D2 * b / A_s' = 118,16 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan,

D 22 - 100

$$A_s' = \pi / 4 * D2 * b / s' = 3802,86 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut

D 22 - 400x400

b. *Breast Wall Pile cap*

- Rekapitulasi kombinasi beban pada *breast wall*

Tabel 4. 147 Rekapitulasi Kombinasi Beban Pada Breast Wall Abutment A1

NO	KEADAAN BATAS	Lebar = 9,4 m		
		Vertikal	Horisontal	
		P (kN)	Tx (kN)	Mx (kNm)
1	KUAT I	9573,63	1136,02	3787,59
2	KUAT II	9112,57	1086,02	3347,09
3	KUAT III	7524,59	911,02	1805,34
4	KUAT IV	7498,87	911,02	1805,34
5	KUAT V	7506,22	911,02	1805,34
6	EKSTREM I	7844,66	4090,42	17123,26
8	DAYA LAYAN I	6751,00	863,43	2593,10
9	DAYA LAYAN II	7091,28	892,96	2884,03
10	DAYA LAYAN III	6514,96	838,43	2372,85
11	DAYA LAYAN IV	5605,70	746,40	1531,29
12	FATIK	864,49	93,75	825,94

NO	KEADAAN BATAS	Lebar = 1 m		
		Vertikal	Horisontal	
		P (kN)	Tx (kN)	Mx (kNm)
1	KUAT I	1018,47	120,85	402,93
2	KUAT II	969,42	115,53	356,07
3	KUAT III	800,49	96,92	192,06
4	KUAT IV	797,75	96,92	192,06
5	KUAT V	798,53	96,92	192,06
6	EKSTREM I	834,54	435,15	1821,62
8	DAYA LAYAN I	718,19	91,85	275,86
9	DAYA LAYAN II	754,39	95,00	306,81
10	DAYA LAYAN III	693,08	89,19	252,43
11	DAYA LAYAN IV	596,35	79,40	162,90
12	FATIK	91,97	9,97	87,87

Nilai momen terbesar terjadi pada kondisi Ekstrem I:

$$P_u = 834,538 \text{ kN}$$

$$T_u = 435,151 \text{ kN}$$

$$M_u = 1821,623 \text{ kNm}$$

- Perhitungan sifat penampang *breast wall*

Dimensi breastwall:

$$\text{Lebar} = b_7 = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi} = h_7 = L = 3,25 \text{ m}$$

Lebar abutment dengan Lebar tinjauan (b) = 1

$$B_y = 9,400 \text{ m}$$

Modulus elastic,

$$E_c = 25742,960 \text{ KPa}$$

Luas penampang:

$$A_c = b \times B_y$$

$$= 9,400 \text{ m}^2$$

Momen inersia:

$$I_c = 1/12 \times B_y \times b^2$$

$$= 0,783 \text{ m}^4$$

Jari-jari girasi:

$$rc = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0,289 \text{ m}$$

- Cek kelangsingan kolom

Tabel 4. 148 Tabel bentuk tekuk kolom beserta faktor panjang aktual

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	 = Rotasi terjepit, translasi terjepit  = Rotasi bebas, translasi terjepit			 = Rotasi terjepit, translasi bebas  = Rotasi bebas, translasi bebas		

Faktor panjang aktual, $K = 2,2$

Nilai kelangsingan,

$K \times L / rc = 24,76832655 > 22,00$, sehingga perhitungan faktor pembesaran momen adalah:

- Beban mati breast wall:

$$DL = PMS + PMA = 5592,84 \text{ kN}$$

- Beban lalu lintas breast wall:

$$LL = PTD + PTP = 1152,65 \text{ kN}$$

- Perbandingan beban mati terhadap beban hidup

$$\beta_d = DL / (DL + LL) = 0,829123129$$

- Kekakuan lentur breast wall

$$EI = \frac{0,4 \times E_c \times I_c}{1 + \beta_d} = 4409,832998 \text{ kNm}^2$$

- Beban tekuk

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K + L)^2} = 1466,487684 \text{ kN}$$

- Faktor Pembesaran momen

$$\delta = \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}\right)} = 4,145314988$$

- Momen ultimit desain

$$M_u = \delta \times M_u = 7551,201571 \text{ kNm}$$

- Desain tulangan pokok

Gaya tekan ultimit,	$P_u = 834,538$	kN
Momen ultimit desain,	$M_u = 1821,623$	kNm
Kualitas beton,	$f_c' = 30,00$	Mpa

Tegangan leleh besi,	$f_y = 420,00$	MPa
----------------------	----------------	-----

Lebar,	$b = 1000$	mm
--------	------------	----

Tinggi,	$h = 1000$	mm
---------	------------	----

Luas penampang breast wall,	$A_{bwall} = 1000000$	m ²
-----------------------------	-----------------------	----------------

Selimit beton,	$d_b = 30$	mm
----------------	------------	----

Diameter tulangan pokok,	$d_p = 32$	mm
--------------------------	------------	----

Diameter tulangan geser,	$d_g = 19$	mm
--------------------------	------------	----

Spasi tulangan,	$s = 32$	mm
-----------------	----------	----

Jarak tulangan ke luar beton,

$$d' = d_b + d_g + s + 1,5d_p = 129 \text{ mm}$$

Tinggi aktual,	$d = h - d' = 871 \text{ mm}$
----------------	-------------------------------

Luas tulangan pokok,

$$A_d = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 = 1609,143 \text{ mm}^2$$

Faktor distribusi tegangan beton,

Menurut ACI 318-14 apabila Kualitas beton rencana $> 28 \text{ MPa}$, maka nilai

β_1 adalah:

$$\beta = 0,85 - \frac{(f_c' - 28)}{140} = 0,83571$$

Tabel 4. 149 Luas tulangan yang dibutuhkan berdasarkan perbandingan tulangan breastwall Abutment A1

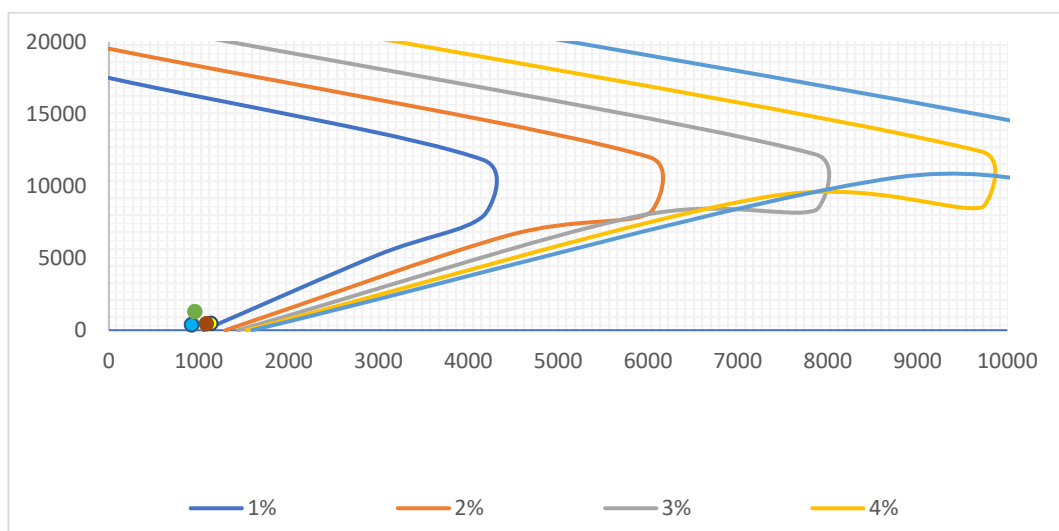
$\rho =$	1%	2%	3%	4%	5%
Rumus : $\rho \times b \times h$					
Luas tulangan yang diperlukan (As)	10000	20000	30000	40000	50000

Tabel berikut menyajikan rekapitulasi desain tulangan berdasarkan hasil perhitungan nilai ϕM_n dan ϕP_n untuk setiap kondisi. Perhitungan dilakukan melalui beberapa percobaan (trial) dengan variasi persentase luas tulangan longitudinal terhadap luas penampang bruto beton pada satu sisi, masing-masing sebesar 1%, 2%, 3%, 4%, dan 5%. Hubungan antara ϕM_n dan ϕP_n divisualisasikan pada diagram yang ditampilkan pada gambar berikut.

Tabel 4. 150 Tabel rekapitulasi desain tulangan

$\rho =$		1%	2%	3%	4%	5%
KONDISI DESAK SENTRIS						
ϕM_n	kNm	0	0	0	0	0
ϕP_n	kN	15311	17363	19414	21466	23517
KONDISI BALANCE						
ϕM_n	kNm	3993	5957	7922	9886	11850
ϕP_n	kN	7263	7429	7594	7760	7926
KONDISI PATAH DESAK						
ϕM_n	kNm	3868	5832	7797	9761	11725
ϕP_n	kN	10811	10977	11143	11309	11474
KONDISI PATAH TARIK						
ϕM_n	kNm	3064	4734	6403	8073	9743
ϕP_n	kN	4508	5468	6427	7387	8347
KONDISI LENTUR MURNI						
ϕM_n	kNm	896	1091	1198	1265	1310
ϕP_n	kN	0	0	0	0	0

	1%		2%		3%		4%		5%	
Kondisi	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n
Desak sentris	0	15311	0	17363	0	19414	0	21466	0	23517
Patah desak	3868	10811	5832	10977	7797	11143	9761	11309	11725	11474
Balanc e	3993	7263	5957	7429	7922	7594	9886	7760	11850	7926
Patah tarik	3064	4508	4734	5468	6403	6427	8073	7387	9743	8347
Lentur Murni	896	0	1091	0	1198	0	1265	0	1310	0



Gambar 4. 113 Kurva interaksi untuk kolom beton bertulang breastwall Abutment A1

c. Tulangan lentur *breast wall*

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times h = 10000,00 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tarik dan tekan,

$$A_s \text{ tarik} = A_s \text{ tekan} = 1/2 A_s \text{ perlu} = 5000,00 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = ad \times b / A_s \text{ perlu} = 321,83$$

$$S \text{ disederhana} = 300,00 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan yang diperlukan,

$$n = b/s = 3,33 \text{ buah}$$

Luas tulangan terpasang,

$$A_s \text{ pasang} = A_d \times n = 5363,81 \text{ mm}^2$$

Cek tulangan,

$$A_{s \text{ min1}} = ((\sqrt{f_c}) / (4 \times f_y)) \times b \times d = 2839,68 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min2}} = 1,4 / f_y \times b \times d = 2903,33 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,85 \times 3/7 \times \beta_1 \times f_c / f_y \times b \times d = 18940,44 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_s \text{ terpasang} < A_{s \text{ max}}$$

$$2968,43 < 13215,71 < 20258,73 \quad \text{OK}$$

DIGUNAKAN D32-150

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok.

$$A_s' = 50\% \times A_s = 2681,90 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 32 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 \times D^2 \times b / A_s' = 300,00 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, $D = 32 - 300$

$$A_s' = \pi / 4 \times D^2 \times b / s' = 2681,90 \text{ mm}^2$$

a. Tulangan geser *breast wall*

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi = 0,60$$

Gaya geser ultimit, $V_u = 435150,99 \text{ N}$

$$V_c = 1/6 \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d = 795110,58 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 477066,35 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_s = V_u - \phi \cdot V_c = -41915,36 \text{ N}$$

$$V_s = -69858,93 \text{ N}$$

Diameter tul. yang digunakan, $D = 10$, ambil jarak arah $Y = 400,00 \text{ mm}$

Luas tulangan geser,

$$A_v = \pi / 4 \times D^2 \times b / S_y = 196,25 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah X) :

$$S_x = A_v \times f_y \times d / V_s = -1027,67 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, $D = 10$, jarak arah $X = 400,00 \text{ mm}$

, jarak arah $Y = 400,00 \text{ mm}$

Luas tulangan geser,

$$A_{sv} = \pi/4 * D^2 * (b / S_x) = 196,25 \text{ mm}^2$$

Jarak tul.geser yang diperlukan,

$$S_x = A_{sv} * f_y * d / V_s = -1027,67 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser : D - 12 Jarak arah x, $S_x = 400,00 \text{ mm}$

Jarak arah y, $S_y = 400,00 \text{ mm}$

7. Korbél

a. Korbél *Jack*

$$V_u = 5724,52 \text{ kN}$$

$$N_u = 1144,90442 \text{ kN}$$

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

$$h' = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1100 \text{ mm}$$

$$a = 200 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,75$$

$$v = 1,4$$

$$V_n = 4293,391575 \text{ kN}$$

Periksa kondisi beton

$$V_n < 0.2 * f_c * b_w * d = 26400 \text{ OK}$$

$$V_n < 5.5 * b_w * d = 24200 \text{ OK}$$

Menentukan luas geser friksi

$$A_{vf} = V_n / (v * f_y) = 7301,686352 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur A_f dan $A_n =$

$$M_u = V_u * a + N_u * (h - d) = 1259394862,000 \text{ Nmm}$$

$$A_f = M_u / (\phi * f_y * 0.85 * d) = 4276,020 \text{ mm}^2$$

$$A_n = N_u / \phi * f_y = 3634,617 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok A_s

As di ambil terbesar dari

- $As = 2/3 \cdot A_{vf} + A_n = 8502,408108 \text{ mm}^2$
- $As = A_f + A_n = 7910,637 \text{ mm}^2$
- $As_{min} = 0.04 \cdot f_c \cdot f_y \cdot b_w \cdot d = 1257,142857 \text{ mm}^2$

Sehingga $As = 8502,408108 \text{ mm}^2$

Dipakai 11 D-32 $As = 8847 \text{ mm}^2$

Menentukan luas tulangan A_h

A_h diambil nilai terbesar dari

- $A_h = 1/2(A_s - A_n) = 2433,895 \text{ mm}^2$
- $1/3 \cdot A_f = 1425,340 \text{ mm}^2$

Sehingga $a_h = 2433,895 \text{ mm}^2$

Dipakai 5D29 $A_h = 3303 \text{ mm}^2$

Tulangan pembentuk disambungkan dengan $A_h = 2443.895 \text{ mm}^2$

Dipakai 5D29 $A_h = 3303 \text{ mm}^2$

b. Korbél bawah

$$V_u = 638,04 \text{ kN}$$

$$N_u = 127,6083029 \text{ kN}$$

$$h = 1450 \text{ mm}$$

$$h' = 850 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1350 \text{ mm}$$

$$a = 400 \text{ mm}$$

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

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,75$$

$$v = 1,4$$

$$V_n = 478,5311357 \text{ kN}$$

Periksa kondisi beton

$$V_n < 0.2 \cdot f_c \cdot b_w \cdot d = 5670 \text{ OK}$$

$$V_n < 5.5 \cdot b_w \cdot d = 5198 \text{ OK}$$

Menentukan luas geser friksi

$$A_{vf} = V_n / (v \cdot f_y) = 813,8284621 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur A_f dan A_n =

$$M_u = V_u \cdot a + N_u \cdot (h - d) = 267977436,000 \text{ Nmm}$$

$$A_f = M_u / (\phi \cdot f_y \cdot 0.85 \cdot d) = 741,370 \text{ mm}^2$$

$$A_n = N_u / \phi \cdot f_y = 405,106 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok A_s

A_s di ambil terbesar dari

- $A_s = 2/3 \cdot A_{vf} + A_n = 947,6580314 \text{ mm}^2$
- $A_s = A_f + A_n = 1146,476 \text{ mm}^2$
- $A_s \text{ min} = 0.04 \cdot f_c' / f_y \cdot b_w \cdot d = 2700 \text{ mm}^2$

$$\text{Sehingga } A_s = 2700 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai 6 D-25 } A_s = 2945 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan A_h

A_h diambil nilai terbesar dari

- $A_h = 1/2 (A_s - A_n) = 1147,447 \text{ mm}^2$
- $1/3 \cdot A_f = 247,123 \text{ mm}^2$

$$\text{Sehingga } a_h = 1147,447 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai 5 D-19 } A_h = 1418 \text{ mm}^2$$

Tulangan pembentuk disambungkan dengan $A_h = 1147 \text{ mm}^2$

$$\text{Dipakai 5 D-19 } A_h = 1418 \text{ mm}^2$$

8. Back Wall

a. Tulangan lentur *back wall* bawah

Dimensi :

$$\text{Tebal, } h = b_2 = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar, } B_y = 9,40 \text{ m}$$

$$\text{Momen ultimit, } M_u = 815,83 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = 820,30 \text{ kN}$$

Ditinjau selebar 1 m, maka:

$$M_u = 86,79 \text{ kNm}$$

$$V_u = 87,27 \text{ kN}$$

Momen rencana ultimit, $M_u = 86,79 \text{ kNm}$

Kualitas Beton : K - 350

Kuat tekan beton, $f_c = 50,00 \text{ Mpa}$

Kualitas Besi : 420B

Tegangan leleh besi, $f_y = 420,00 \text{ Mpa}$

Tebal beton, $h = 600,00 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 30,00 \text{ mm}$

Modulus elastis besi, $E_s = 200000,00 \text{ MPa}$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,80$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$$

$$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,41$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,80$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$

Tebal aktual, $d = h - d' = 550,00 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000,00 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 108,49 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = M_n * 10^6 / (b * d) = 0,359 \quad R_n < R_{max} \quad (\text{OK})$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan:

$$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c')}] = 0,00086$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 0,00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan,

$$\rho = 0,00333$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho * b * d = 1833,33 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D - 19 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 154,71,$$

Digunakan tulangan, D19 - 150 mm

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 1890,95 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi (20-50)% tulangan pokok diambil 50%.

$$A_s' = 50\% * A_s = 945,48 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D - 16 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' = 212,74 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, D16 - 150 mm

$$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s' = 1340,95 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Susut, D16 - 300x300 mm

b. Tulangan lentur *back wall* atas

Dimensi:

Tebal, $h = b_1 = 0,30 \text{ m}$

Lebar, $B_y = 9,40 \text{ m}$

Momen ultimit, $M_u = 181,00 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimit, $V_u = 590,90 \text{ kN}$

Ditinjau selebar 1 m, maka: $M_u = 19,26 \text{ kNm}$

$V_u = 62,86 \text{ kN}$

Momen rencana ultimit, $M_u = 19,26 \text{ kNm}$

Kualitas Beton : K – 350

Kuat tekan beton, $f_c = 30,00 \text{ Mpa}$

Kualitas Besi : 420B

Tegangan leleh besi, $f_y = 420,00 \text{ Mpa}$

Tebal beton, $h = 300,00 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 50,00 \text{ mm}$

Modulus elastis besi, $E_s = 200000,00 \text{ MPa}$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,80$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$$

$$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,41$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,80$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$

Tebal aktual, $d = h - d' = 250,00 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000,00 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 24,07 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = M_n * 10^6 / (b * d) = 0,385 \quad R_n < R_{max} \quad (\text{OK})$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan,

$$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c')}] = 0,00092$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 1,4 / f_y = 0,00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan,

$$\rho = 0,00333$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho * b * d = 833,33 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D - 19 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 340,37$$

Digunakan tulangan, $D19 - 300 \text{ mm}$

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 945,48 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi (20-50)% tulangan pokok diambil 40 %

$$A_s' = 40\% * A_s = 378,19 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D - 13 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' = 351,11 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, $D13 - 300 \text{ mm}$

$$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s' = 442,62 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut, $D16 - 300 \times 300 \text{ mm}$

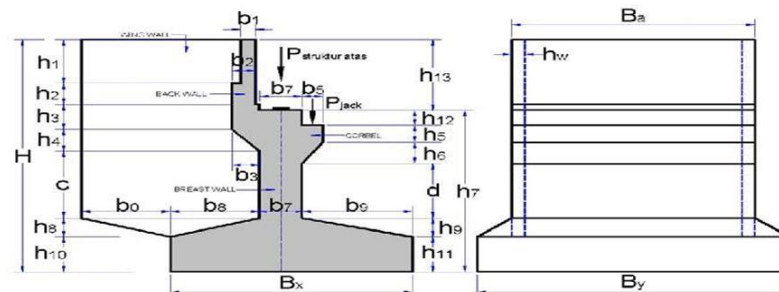
4.3.2 Abutment A2

1. Analisis beban abutment A2

1. Data struktur atas
 - a. Dimensi

Lebar jalan (jalur lalu-lintas),	b lalin =	7,40	m
Lebar pedestrian	b pedest =	1,00	m
Lebar total jembatan	Ba = By =	9,40	m
Tebal slab lantai jembatan	ts =	0,25	m
Tebal lapisan aspal + overlay	ta =	0,05	m
Tinggi genangan air hujan	th =	0,05	m
Tinggi Girder	hb =	2,10	m
Tinggi bidang samping	ha =	3,20	m
Jarak antara Girder	s =	1,85	m
Panjang bentang jembatan	L =	49,70	m
Panjang bentang jembatan aktual	La =	50,70	m
b. Bahan struktur			
- Kualitas beton	K -	361,45	
Kuat tekan beton,			
$f_c' = 0.83 * K / 10 = 30,00 \text{ Mpa}$			
Modulus elastik,			
$E_c = 4700 * \sqrt{f_c'} = 25742,96 \text{ MPa}$			
Angka poisson,			
$\nu = 0,20$			
Modulus geser			
$G = E_c / [2*(1 + \nu)] = 10726,23 \text{ MPa}$			
Koefisien muai panjang untuk beton			
$\alpha = 0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}$			
- Kualitas besi			
Untuk besi tulangan dengan $\varnothing > 12 \text{ mm}$:	420B		
Tegangan leleh besi,	= 420,00	Mpa	
- <i>Spesific gravity</i>			
Berat beton bertulang,	wc =	25,00	kN/m ³
Berat beton tidak bertulang,	w'c =	24,00	kN/m ³
Berat aspal padat,	wa =	22,00	kN/m ³
Berat jenis air,	ww =	9,80	kN/m ³

2. Data struktur bawah



Gambar 4. 114 Data struktur bawah Abutment A2

Tabel 4. 151 Data struktur bawah Abutment A2

Notasi	(m)	Notasi	(m)	Keterangan	Notasi		
h1	0,61	b0	1,50	Panjang Abutment	Ba	9,40	m
h2	1,75	b1	0,30	Tebal Wing-wall	hw	0,50	m
h3	0,95	b2	0,60	TANAH	TIMBUNAN		
h4	0,60	b3	0,70	Berat volume,	ws	16,50	kN/m ³
h5	0,60	b5	0,40	Sudut geser	ϕ	40,00	°
h6	0,60	b7	1,80	Kohesi,	c	0,00	KPa
h7	7,05	b8	3,10	BAHAN	STRUKTUR		
h8	0,20	b9	3,10	Kualitas Beton	K-	361,45	
h9	0,20	h12	0,45	Kualitas Besi Tulangan		420,00	B
h10	2,50	h13	2,46				
h11	2,50	H	9,51				
c	2,90	Bx	8,00				
d	2,70	By	9,40				

3. Analisis beban kerja abutment A2

Tabel 4. 152 Rekapitulasi Momen Abutment A2

No	Aksi / Beban		Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
				P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri struktur atas		MS					
	Beton pracetak			2636,40			0,00	
	Beton cor di tempat			2959,46			0,00	
2	Berat sendiri struktur bawah		MS					
	Beton cor di tempat			10859,38			- 10260,34	
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan		MA	661,06			0,00	
4	Tekanan tanah		TA		3178,64		16486,69	
B	Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"		TD	1234,09			0,00	
5	Beban pedestrian		TP	185,40			0,00	
6	Gaya rem		TB		125,00		1413,75	
C	Aksi Lingkungan							
7	Temperatur		TG		23,30		164,24	
8	Beban Angin pada Struktur		EWS	26,62		86,78		773,47
9	Beban Angin pada Kendaraan		EWL			22,36		211,29
10	Beban Gempa		EQ		1478,82	1429,55	10425,66	10078,31
11	Tekanan tanah dinamis		EQ		3178,64		20152,59	

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
D	Aksi Lainnya						
12	Gesekan	BF		11,90		83,89	

Tabel 4. 153 Rekapitulasi kombinasi beban tak terfaktorkan/rill pada Pile Cap Abutment A2

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		Keterangan
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
1	KUAT I	18535,80	3338,84	0,00	7888,23	0,00	
2	KUAT II	18535,80	3338,84	0,00	7888,23	0,00	
3	KUAT III	17142,92	3213,84	86,78	6474,48	773,47	
4	KUAT IV	17116,30	3213,84	0,00	6474,48	0,00	
5	KUAT V	17142,92	3213,84	109,14	6474,48	984,76	
6	EKSTREMI	18535,80	7973,00	1429,55	38302,23	10078,31	
7	EKSTREMI II						Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	18562,41	3338,84	109,14	7888,23	984,76	
9	DAYA LAYAN II	18535,80	3315,54	0,00	7723,99	0,00	
10	DAYA LAYAN III	18535,80	3338,84	0,00	7888,23	0,00	
11	DAYA LAYAN IV	17142,92	3213,84	86,78	6474,48	773,47	
12	FATIK	1419,50	125,00	0,00	1413,75	0,00	

Tabel 4. 154 Rekapitulasi beban ultimit pilecap karena faktor Abutment A2

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		Keterangan
		P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	
1	KUAT I	24873,17	4210,20	0,00	9898,56	0,00	
2	KUAT II	24305,38	4160,20	0,00	9333,06	0,00	
3	KUAT III	22355,34	3985,20	121,49	7353,81	1082,85	
4	KUAT IV	22318,08	3985,20	0,00	7353,81	0,00	
5	KUAT V	22328,73	3985,20	57,07	7353,81	520,68	
6	EKSTREMI	22743,93	8680,16	1429,55	38356,18	10078,31	
7	EKSTREMI II						Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	18543,78	3327,19	48,39	7806,11	443,33	
9	DAYA LAYAN II	18961,65	3353,04	0,00	8148,11	0,00	
10	DAYA LAYAN III	18251,90	3302,19	0,00	7523,36	0,00	
11	DAYA LAYAN IV	17134,93	3213,84	60,75	6474,48	541,43	
12	FATIK	1064,62	93,75	0,00	1060,31	0,00	

2. Kontrol Stabilitas Abutment

a. Stabilitas Abutment Terhadap Guling

- Stabilitas Guling Memanjang Jembatan

Eksentrisitas beban terhadap fondasi, $e = -4,00 \text{ m}$

Tabel 4. 155 Perhitungan momen karena berat sendiri struktur bawah Abutment A2 untuk cek guling arah memanjang jembatan

Abutment							
No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
1	0,30	0,61	1,00	-1,00	43,01	5,150	-221,48
2	0,60	1,75	1,00	-1,00	246,75	5,300	-1307,78
3	0,70	0,95	1,00	-1,00	156,28	5,250	-820,44
4	0,70	0,60	0,50	-1,00	98,70	5,133	-506,66
5	0,40	0,60	1,00	-1,00	56,40	2,900	-163,56
6	0,40	0,60	0,50	-1,00	56,40	2,967	-167,32
7	1,80	4,35	1,00	-1,00	1840,05	4,000	-7360,20
8	3,10	0,20	0,50	-1,00	145,70	5,933	-864,49
9	3,10	0,20	0,50	-1,00	145,70	2,067	-301,11
10	3,10	2,50	1,00	-1,00	1821,25	6,450	-11747,06
11	3,10	2,50	1,00	-1,00	1821,25	1,550	-2822,94
12	1,80	2,70	1,00	-1,00	1142,10	4,000	-4568,40
				PMS A1 =	7573,58	MMS A1 =	-30851,44

Wing Wall							
No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
12	4,20	0,61	1,00	-1,00	64,05	7,400	-473,97
13	3,90	2,70	1,00	-1,00	263,25	7,550	-1987,54
14	3,90	0,60	1,00	-1,00	58,50	7,550	-441,68
15	4,60	2,90	1,00	-1,00	333,50	7,200	-2401,20
16	4,60	0,20	0,50	-1,00	23,00	7,967	-183,23
17	0,70	0,60	0,50	-1,00	10,50	5,367	-56,35
				PMS WW1 =	752,80	MMS WW1 =	-5543,97

Σ PMS Struktur Bawah = 8326,38

Σ MMS Struktur Bawah = -36395,41

Tabel 4. 156 Perhitungan momen untuk cek guling arah memanjang jembatan Abutment A2

No	Aksi / Beban	Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m)	Momen (kNm)
A	Aksi Tetap				
1	Berat sendiri struktur atas	MS			
	Beton pracetak		2636,40	-4,00	-10545,59
	Beton cor di tempat		2959,46	-4,00	-11837,85
2	Berat sendiri struktur bawah	MS			
	Beton cor di tempat		8326,38		-36395,41
3	Beban mati tambahan	MA	661,06	-4,00	-2644,24
4	Tekanan tanah	TA			
B	Beban Lalu-lintas				
4	Beban lajur "D"	TD	1234,09	-4,00	-4936,37
5	Beban pedestrian	TP	185,40	-4,00	-741,62
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			
11	Tekanan tanah dinamis	EQ			
D	Aksi Lainnya				
12	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	16002,80	$\Sigma M =$	-67101,08

Tabel 4. 157 Perhitungan cek stabilitas guling pada abutment arah memanjang jembatan Abutment A2

No	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_x (kN.m)		
a	b	c	d	e = c/d	f
1	KUAT I	-90337,96	7888,23	11,45	OK, SF > 1,5
2	KUAT II	-88066,76	7888,23	11,16	OK, SF > 1,5

No	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_x (kN.m)		
a	b	c	d	e = c/d	f
3	KUAT III	-80117,58	6474,48	12,37	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	-80117,58	6474,48	12,37	OK, SF > 1,5
5	KUAT V	-80117,58	6474,48	12,37	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	-81820,97	38302,23	2,14	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II				Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	-67101,08	7888,23	8,51	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	-68804,47	7723,99	8,91	OK, SF > 1,5
10	DAYA LAYAN III	-65965,48	7888,23	8,36	OK, SF > 1,5
11	DAYA LAYAN IV	-61423,09	6474,48	9,49	OK, SF > 1,5
12	FATIK	-4258,49	1413,75	3,01	OK, SF > 1,5

- Stabilitas Guling Abutment Arah Melintang Jembatan

Tabel 4. 158 Perhitungan momen untuk cek guling arah melintang jembatan Abutment A2

No	Aksi / Beban	Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m) = $\frac{1}{2} B_y$	Momen (kNm)
A	Aksi Tetap				
1	Berat sendiri struktur atas	MS			
	Beton pracetak		2636,40	-4,70	-12391,07
	Beton cor di tempat		2959,46	-4,70	-13909,47
2	Berat sendiri struktur bawah	MS			
	Beton cor di tempat		8326,38		-36395,41
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	661,06	-4,70	-3106,98
4	Tekanan tanah	TA			
B	Beban Lalu-lintas				
4	Beban lajur "D"	TD	1234,09	-4,70	-5800,23

No	Aksi / Beban	Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m) = $\frac{1}{2} B_y$	Momen (kNm)
5	Beban pedestrian	TP	185,40	-4,70	-871,40
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			
11	Tekanan tanah dinamis	EQ			
D	Aksi Lainnya				
12	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	16002,80	$\Sigma M =$	-72474,57

Tabel 4. 159 Perhitungan cek stabilitas guling pada abutment arah melintang jembatan Abutment A2

No	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_y (kN.m)		
a	b	c	d	e = c/d	f
1	KUAT I	97867,14	-	-	$M_y = 0$
2	KUAT II	95198,49	-	-	$M_y = 0$
3	KUAT III	85858,20	773,47	111,0	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	85858,20	-	-	$M_y = 0$
5	KUAT V	85858,20	984,76	87,19	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	87859,69	10078,31	8,72	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II				Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	72474,57	984,76	73,60	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	74476,06	-	-	$M_y = 0$
10	DAYA LAYAN III	71140,24	-	-	$M_y = 0$
11	DAYA LAYAN IV	65802,93	773,47	85,08	OK, SF > 1,5
12	FATIK	5003,73	-	-	$M_y = 0$

b. Stabilitas Abutment Terhadap Geser

- Stabilitas Geser Memanjang Jembatan

$$B_x = 8,00 \text{ m}$$

$$B_y = 9,40 \text{ m}$$

Tanah Eksisting:

$$\text{Kohesi, } c = 0,00$$

$$\text{Sudut gerak dalam, } \Phi = 40,00$$

$$\tan \Phi = 0,8391$$

Tabel 4. 160 Perhitungan cek geser pada Abutment A2 arah memanjang jembatan

No	Keadaan Batas	Gaya Rill/Tak Terfaktor			SF (Tanah Eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣT_x (kN)		
(a)	(b)	(c)	(d) = $c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	(e)	(f) = (d)/(e)	(g)
1	KUAT I	18535,80	15553,38	3338,84	4,66	OK, SF > 1,5
2	KUAT II	18535,80	15553,38	3338,84	4,66	OK, SF > 1,5
3	KUAT III	17142,92	14384,62	3213,84	4,48	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	17116,30	14362,28	3213,84	4,47	OK, SF > 1,5
5	KUAT V	17142,92	14384,62	3213,84	4,48	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	18535,80	15553,38	7973,00	1,95	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II					Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	18562,41	15575,72	3338,84	4,67	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	18535,80	15553,38	3315,54	4,69	OK, SF > 1,5
10	DAYA LAYAN III	18535,80	15553,38	3338,84	4,66	OK, SF > 1,5
11	DAYA LAYAN IV	17142,92	14384,62	3213,84	4,48	OK, SF > 1,5
12	FATIK	1419,50	1191,10	125,00	9,53	OK, SF > 1,5

Panjang Pile cap,	$B_y =$	9,40	m
Kohesi,	$c =$	0,00	
Sudut gerak dalam,	$\Phi =$	40,00	
	$\gamma_s =$	16,50	kN/m ³
	$\gamma' =$	16,50	kN/m ³
Luas , $A = B_x \cdot B_y$	$A =$	75,20	m ²

Dari tabel terzaghi diperoleh nilai N_c , N_q dan N_γ dengan $\Phi = 40$

$$N_c = 41,40$$

$$N_q = 41,10$$

$$N_\gamma = 49,40$$

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma_s \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma$$

$$q_u = 5973,00 \text{ kN/m}^2$$

Total beban vertikal yang terjadi,	$\Sigma P =$	16002,80	kN
------------------------------------	--------------	----------	----

tegangan vertikal yang terjadi di bawah pondasi,

$\sigma_v = \Sigma P / A$	$\sigma_v =$	212,80 kN/m ²
---------------------------	--------------	--------------------------

Fkdayadukung,	$q_u / \sigma_v =$	28,07 Oke,... >3
---------------	--------------------	------------------

d. Cek Eksentrisitas

Middle-Third Rule = eksentrisitas $e \leq B/6$, dengan:

Distribusi tekanan di pondasi tetap kompresif penuh

Tidak terjadi zona tarikan (tension zone), yang dalam tanah berbahaya karena tanah tidak tahan tarik

- Arah Y

$$B = 9,40$$

$$e = \frac{M_y \text{resultanlayanan}(\text{digunakanlayani})}{P \text{layan}}$$

$$e = \frac{443,33}{18543,78}$$

$$= 0,02 \leq \frac{9,40}{6,00} = 1,57(\text{OK})$$

- Arah X

$$L = 50,00$$

$$e = \frac{My_{resultan\ layan}(digunakan\ layan\ I)}{P\ layan}$$

$$e = \frac{17982,56}{18543,78}$$

$$= 0,97 \leq \frac{50,00}{6,00} = 8,33(OK)$$

e. Cek Penurunan Pondasi

Jenis tanah pada dasar pile cap yaitu gravel dengan nilai nspt 50 (sangat padat)

$$q = 212,80 \text{ kn/m}^2$$

$$B_x = 8,00 \text{ m}$$

$$v = 0,2$$

$$E_s = 75000 \text{ kn/m}^2 \text{ (Modulus Elastisitas dari Tabel Perkiraan Modulus Elastisitas, Bowles 1977)}$$

$$I = 0,82 \text{ (Angka Pegaaruh dari Tabel Faktor pengaruh, Bowles 1968)}$$

$$S = ((q \cdot B_x \cdot (1 - v^2)) / E_s) \cdot I$$

$$S = 0,017868655 \text{ m}$$

$$S = 17,86865515 \text{ mm (AMAN)}$$

SNI 8460:2017 – Tata cara perencanaan geoteknik < 25mm aman

Jadi, Karena penurunan yang terjadi di Abutment 2 kurang dari 25 mm, maka penggunaan pondasi dalam tidak diperlukan.

3. Breast Wall

**Tabel 4. 162 Rekapitulasi Beban Kerja Pada Breastwall (Tak Terfaktor)
Abutment A2**

No	Aksi / Beban		Kode	Vertika l	Horisonta l		Momen	
				P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri		MS					
	Beton cor di tempat			8093,44				
2	Beban mati tambahan Beban mati tambahan		MA	661,06				
3	Tekanan tanah		TA		1133,34		2792,02	
B	Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"		TD	1234,09				
5	Beban pedestrian		TP	185,40				
6	Gaya rem		TB		125,00		1413,75	
C	Aksi Lingkungan							
7	Temperatur		TG		23,30		164,24	
8	Beban Angin pada Struktur		EWS	26,62		86,78		773,47
9	Beban Angin pada Kendaraan		EWL			22,36		211,29
10	Beban Gempa		EQ		1478,82	1429,55	10425,66	10078,31
11	Tekanan tanah dinamis		EQ		3178,64		20152,59	
D	Aksi Lainnya							
11	Gesekan		BF		11,90		83,89	

K = faktor beban ultimit

Gaya aksial ultimit,

$$P_u = K * P$$

$$V_{uy} = K * T_y$$

Gaya geser ultimit,

$$V_{ux} = K * T_x$$

$$M_{uy} = K * M_y$$

Momen ultimit,

$$M_{ux} = K * M_x$$

Tabel 4. 163 Rekap Beban Ultimit Breast Wall Karena Faktor Abutment A2

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		Keterangan
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
1	KUAT I	14266,47	1653,57	0,00	6118,67	0,00	
2	KUAT II	13698,68	1603,57	0,00	5553,17	0,00	
3	KUAT III	11748,64	1428,57	121,49	3573,92	1082,85	
4	KUAT IV	11711,38	1428,57	0,00	3573,92	0,00	
5	KUAT V	11722,03	1428,57	57,07	3573,92	520,68	
6	EKSTREM I	12137,23	6123,53	1429,55	34576,29	10078,31	
7	EKSTREM II						Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	10181,98	1281,88	48,39	4371,78	443,33	
9	DAYA LAYAN II	10599,85	1307,74	0,00	4713,79	0,00	
10	DAYA LAYAN III	9890,10	1256,88	0,00	4089,03	0,00	
11	DAYA LAYAN IV	8773,13	1168,53	60,75	3040,16	541,43	
12	FATIK	1064,62	93,75	0,00	1060,31	0,00	

4. Back Wall

a. Back Wall bawah

- Tekanan Tanah (TA)

$$\Phi' = 40,000 \text{ rad}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \Phi'/2) = 0,22$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6 * w_s = 9,9 \text{ kPa}$$

$$B_a = 9,40 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 2,36 \text{ m}$$

Tabel 4. 164 Perhitungan momen karena tekanan tanah backwall bawah Abutment A2

No	Gaya karena tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MTA (kNm)
1	$TTA = (0.60 * ws) * H'' * K_a * B_a$	47,76	$y = H'' / 2$	1,18	56,35
2	$TTA = 1/2 * (H'')^2 * ws * K_a * B_a$	93,92	$y = H'' / 3$	0,79	73,88
	TTA =	141,67		MTA =	130,23

- Beban Gempa Statik Ekvivalen

$$h_1 = 0,61 \text{ m}$$

$$h_2 = 1,75 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 2,36 \text{ m}$$

$$TEQ = k_h * w_t = 0,435 * W_t$$

Tabel 4. 165 Perhitungan momen karena beban gempa statik ekvivalen Abutment A2

No	Berat W_t (kN)	TEQ (kN)	Lengan	Besar y (m)	MEQ (kNm)
1	43,01	18,71	$y = H'' - h_1/2$	2,055	38,46
2	246,75	107,37	$y = h_2/2$	0,875	93,95
	$T_{EQ} =$	126,08		$M_{EQ} =$	132,40

- Beban Gempa Tekanan Tanah Dinamis (EQ)

$$H = 9,51 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 2,36 \text{ m}$$

$$ws = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K_a G = 0,45$$

$$B_a = 9,40 \text{ m}$$

Tabel 4. 166 Perhitungan karena beban gempa tekanan tanah dinamis

No	Gaya karena tekanan tanah	TEQ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MEQ (kNm)
1	$1/2 * (H'')^2 * w_s * \Delta K_a G * Ba =$	195,75	$2/3 * H''$	1,57	307,98
2	$(H-H'') * w_s * \Delta K_a G * Ba =$	502,59	$H''/2$	1,18	593,06
	$T_{EQ} =$	698,34		$M_{EQ} =$	901,04

- Beban Ultimit *Back Wall* Bawah

K = faktor beban ultimit

Gaya geser ultimit, $V_u = K * T$

Momen ultimit, $M_u = K * M$

Tabel 4. 167 Perhitungan beban ultimit backwall bawah Abutment A1

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	T (kN)	M (kN)	V_u (kN)	M_u (kNm)
1	Tekanan tanah	TA	1,25	141,67	130,23	177,09	162,79
2	Gempa statik ekuivalen	EQ	1,00	126,08	132,40	126,08	132,40
3	Gempa tekanan tanah dinamis	EQ	1,00	698,34	901,04	698,34	901,04
				Beban ultimit backwall =		1001,52	1196,24

- b. Back Wall* atas

- Tekanan Tanah (TA)

$$\Phi' = 40,000 \text{ rad}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \Phi'/2) = 0,217$$

$$w_s = 16,500 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6 * w_s = 9,900 \text{ kPa}$$

$$Ba = 9,400 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,610 \text{ m}$$

Tabel 4. 168 Perhitungan beban karena tekanan tanah backwall atas Abutment A2

No	Gaya karena tekanan tanah	TTA (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MTA (kNm)
1	$T_{TA} = (0.60 * ws) * h_1 * K_a * B_a$	12,34	$y = h_1/2$	0,31	3,76
2	$T_{TA} = 1/2 * (H_1)^2 * ws * K_a * B_a$	6,27	$y = h_1/3$	0,20	1,28
	$T_{TA} =$	18,62		$M_{TA} =$	5,04

- Beban Gempa Statik Ekuivalen

$$h_1 = 0,610 \text{ m}$$

$$TEQ = K_h * I * W_t = 0,435 * W_t$$

Tabel 4. 169 Perhitungan beban gempa statik ekuivalen Abutment A2

No	Berat W_t (kN)	TEQ (kN)	Lengan	Besar y (m)	MEQ (kNm)
1	43,01	18,71	$y = h_1/2$	0,305	5,71
	$TEQ =$	18,71		$MEQ =$	5,71

- Beban Gempa Tekanan Tanah Dinamis (EQ)

$$H = 9,51 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,61 \text{ m}$$

$$ws = 16,50 \text{ kNm}^2$$

$$\Delta K_a G = 0,45$$

$$B_a = 9,40 \text{ m}$$

Tabel 4. 170 Perhitungan beban gempa tekanan tanah dinamis Abutment A2

No	Gaya karena tekanan tanah	TEQ (kN)	Lengan thd. O	y (m)	MEQ (kNm)
1	$1/2 * (h_1)^2 * ws * \Delta K_a G * B_a =$	13,08	$y = 2/3 * h_1$	0,41	5,32
2	$(H-h_1) * ws * \Delta K_a G * B_a =$	625,61	$y = h_1/2$	0,31	190,81
	$T_{EQ} =$	638,68		$M_{EQ} =$	196,13

- Beban Ultimit *Back Wall* Atas

$$K = \text{faktor beban ultimit}$$

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = K * T$$

Momen ultimit, $M_u = K * M$

Tabel 4. 171 Beban ultimit backwall atas Abutment A2

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	T (kN)	M (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Tekanan tanah	TA	1,25	18,62	5,04	23,27	6,30
2	Gempa statik ekivalen	EQ	1,00	18,71	5,71	18,71	5,71
3	Gempa tekanan tanah dinamis	EQ	1,00	638,68	196,13	638,68	196,13
				Beban ultimit <i>back wall</i> =		680,67	208,14

5. Korbek Jack

Gaya geser pada corbel, $P_{jack} = PMS + PMA + PTD$

Eksentrisitas, $e = b_5/2 = 0,2 \text{ m}$

Tabel 4. 172 Perhitungan Korbek jack Abutment A2

No	Aksi / Beban	Kode	FAKTOR	P (kN)	Vu (kN)	e (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	MS	1,30	3195,86	4154,62	0,20	830,92
2	Beban mati tambahan	MA	1,80	661,06	1189,91	0,20	237,98
				Total =	5344,53		1068,91

6. Wing Wall

Ukuran wing wall (ekivalen):

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 6,81 \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 4,60 \text{ m}$$

$$h_w = 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Berat beton, } w_c = 25,00 \text{ kN/m}^3$$

Pelat wing wall dianalisis sebagai *two way* slab mengingat salah satu sisi vertikal atau horizontal terjepit pada abutment, sehingga terjadi momen pada jepitan yaitu M_x dan M_y .

$$M_x = 1/2 * M \text{ jepit arah } x$$

$$M_y = 1/2 * M \text{ jepit arah } y$$

a. Tekanan Tanah Pada Wing Wall

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 6,81 \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 4,60 \text{ m}$$

$$\Phi' = 40,00 \text{ rad}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \Phi'/2) = 0,22$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$0,6 * w_s = 9,9 \text{ kPa}$$

Tabel 4. 173 Perhitungan tekanan tanah pada wingwall Abutment A2

No	Tekanan tanah	kN
1	$TTA = (0,60 * w_s) * H_x * H_y * K_a$	67,43
2	$TTA = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * w_s * K_a$	382,69

Tabel 4. 174 Gaya geser dan momen pada wing wall karena tekanan tanah Abutment A2

No	TTA (kN)	Lengan	y (m)	Lengan	x (m)	My (kNm)	Mx (kNm)
1	67,43	$y = H_y/2$	3,41	$x = H_x/2$	2,30	229,62	155,10
2	382,69	$y = H_y/3$	2,27	$x = H_x/3$	1,53	868,71	586,80
Total=	450,13					1098,33	741,90

b. Beban Gempa Statik Ekuivalen Pada *Wing Wall*

Berat wingwall,

$$W_t = H_y * H_x * h_w * w_c = 391,58 \text{ kN}$$

Gaya horizontal gempa,

$$TEQ = K_h * I * W_t = 0,435 * W_t = 170,39 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan, } x = H_x/2 = 2,3 \text{ m, } M_x = 1/2 * TEQ * x = 195,95 \text{ kNm}$$

$$\text{Lengan, } y = H_y/2 = 3,405 \text{ m, } M_y = 1/2 * TEQ * y = 0,74 \text{ kNm}$$

c. Tekanan Tanah Dinamis Pada *Wing Wall*

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 6,81 \text{ m}$$

$$h_8 + h_{10} = 2,70 \text{ m}$$

$$w_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K_a G = 0,45$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 4,60 \text{ m}$$

Tabel 4. 175 Perhitungan tekanan tanah dinamis pada wing wall Abutment A2

No	Tekanan Tanah Dinamis	TEQ (kN)
1	$TEQ = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * s * \Delta K_a G$	797,64
2	$TEQ = (h_8 + h_{10}) * H_x * w_s * \Delta K_a G$	92,88

d. Beban Ultimit *Wing Wall*

K = faktor beban ultimit

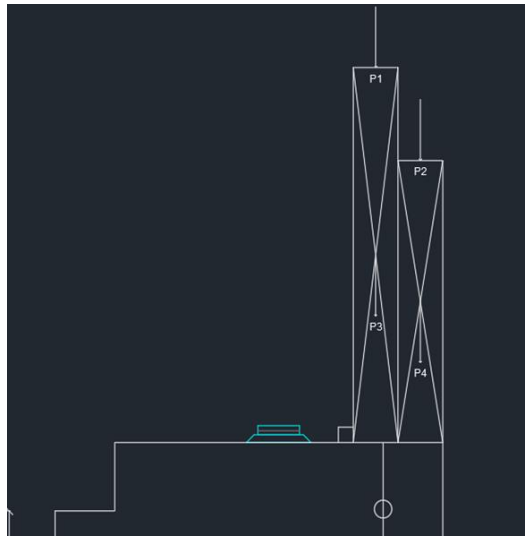
Gaya geser ultimit, $V_u = K * T$

Momen ultimit, $M_u = K * M$

Tabel 4. 176 Beban ultimit wingwall Abutment A2

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor	T (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)	Vu (kNm)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
1	Tekanan tanah	TA	1,25	450,13	1098,33	741,90	562,66	1372,91	927,37
2	Gempa statik ekuivalen	EQ	1,00	170,39	0,74	195,95	170,39	0,74	195,95
3	Gempa tekanan tanah dinamis	EQ	1,00	890,51	3937,51	2048,18	890,51	3937,51	2048,18
						Total =	1623,56	5311,16	3171,49

7. Korbil Bawah



Gambar 4. 115 Korbil Bawah Abutment A2

- a. Beban Air hujan + Aspal = 0,48 kN
 beban angin = 6,76 kN
 Beban truck = 263,25 kN
 Total = 270,48 kN
- b. P2
 Beban Pelat Injak = 130 kN
- c. P3
 Luasan P3 = 0,738 m²
 Berat Jenis beton = 2400 kg/m³
 Vu P3 = 166,4928 kN
- d. P4
 Luasan P4 = 0,55 m²
 Berat Jenis beton = 2400 kg/m³
 Vu P3 = 124,08 kN
 Jadi, Vu Total = 691,06 kN

2. Pembesian Abutment A2

9. *Pile cap*

Dimensi :

Tebal, $h = h_8 + h_{10} = 2,70 \text{ m}$

Lebar, $B_y = 9,40 \text{ m}$

Panjang, $B_x = 8,00 \text{ m}$

Foot arah x = $b_9 = 3,10 \text{ m}$

$b_7 = 1,80 \text{ m}$

Momen ultimit, $M_{ux} = 38302,23 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimit, $P_u = 18535,80 \text{ kN}$

Tegangan yang terjadi pada dasar pilecap,

$$\begin{aligned}\sigma \text{ terjadi} &= \Sigma p_u / A + \Sigma M_u / (1/6 * B \text{ pilecap} * L \text{ pilecap}^2) \\ &= \Sigma p_u / (B_y + B_x) + \Sigma M_u / (1/6 * B_y * B_x^2) \\ &= 1447,279364 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Momen rencana pile cap ditinjau selebar 1 m ,

$Q_u = \sigma \text{ terjadi} \times 1 = 1447,279364 \text{ kN/m}$

$M_{ru} = 1/2 \times Q_u \times b_9^2 = 6954,177344 \text{ kN.m/m}$

Momen rencana ultimit, $M_u = 6954,18 \text{ kNm/m}$

Kualitas Beton : K – 350

Kuat tekan beton, $f_c = 30,00 \text{ Mpa}$

Kualitas Besi : 420B

Tegangan leleh besi, $f_y = 420,00 \text{ Mpa}$

Tebal beton, $h = 2700,00 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 50,00 \text{ mm}$

Modulus elastis besi, $E_s = 200000,00 \text{ MPa}$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,80$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$$

$$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,41$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,80$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$

Tebal aktual, $d = h - d' = 2650,00 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000,00 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 8692,72 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = M_n \cdot 10^6 / (b \cdot d) = 1,238 \quad R_n < R_{max} \quad (\text{OK})$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan;

$$\rho = 0.85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n / (0.85 \cdot f_c')}] = 0,00302$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0,00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan,

$$\rho = 0,00302$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 8009,54 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D - 32 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / A_s = 100,45$$

Digunakan tulangan, D32 - 100 mm

$$A_s = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / s = 8045,71 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi (20-50)% tulangan pokok diambil 40 %

$$A_s' = 40\% \cdot A_s = 3218,29 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D - 25 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / A_s' = 152,59 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, D25 - 150 mm

$$A_s' = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / s' = 3273,81 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut D25 - 300x300 mm

10. Breast Wall

Nilai momen terbesar terjadi pada kondisi Ekstrem I:

$$P_u = 1291,195 \text{ kN}$$

$$T_u = 651,439 \text{ kN}$$

$$M_u = 3678,329 \text{ kNm}$$

a. Perhitungan sifat penampang *breast wall*

Dimensi breastwall:

$$\text{Lebar} = b_7 = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi} = h = L = 4,35 \text{ m}$$

Lebar abutment, dengan Lebar tinjauan (b) = 1 m

$$B_y = 9,400 \text{ m}$$

$$\text{Modulus elastik, } E_c = 25742,960 \text{ KPa}$$

$$\text{Luas penampang, } A_c = b \times B_y = 9,400 \text{ m}^2$$

$$\text{Momen inersia, } I_c = 1/12 \times B_y \times b^3 = 0,783 \text{ m}^4$$

Jari-jari gravitasi

$$r_c = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0,289 \text{ m}$$

b. Cek kelangsingan kolom

$$\text{Faktor panjang aktual, } K = 2,2$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kelangsingan,} &= K \times L / r_c \\ &= 33,15145246 > 22,00 \end{aligned}$$

sehingga perhitungan faktor pembesaran momen adalah:

- Beban mati breast wall:

$$DL = PMS + PMA = 10234,38 \text{ kN}$$

- Beban lalulintas breastwall:

$$LL = PTD + PTP = 2281,13 \text{ kN}$$

- Perbandingan beban mati terhadap beban hidup

$$\beta_d = DL / (DL + LL) = 0,8177$$

- Kekakuan lentur breast wall

$$EI = \frac{0,4 \times E_c \times I_c}{1 + \beta_d} = 4437,458 \text{ kNm}^2$$

- Beban tekuk

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K + L)^2} = 1021,647 \text{ kN}$$

- Faktor Pembesaran momen

$$\delta = \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}\right)} = -1,4596$$

- Momen ultimit desain

$$M_u = \delta \times M_u = -5368,9232 \text{ kNm}$$

c. Desain Tulangan Pokok

Gaya tekan ultimit,	P_u	= 1291,195	kN
Momen ultimit desain,	M_u	= 3678,329	kNm
Kualitas beton,	f_c'	= 30	Mpa

Tegangan leleh besi,	f_y	= 420	MPa
Lebar,	b	= 1000	mm
Tinggi,	h	= 1000	mm
Luas penampang breast wall,	A_{bwall}	= 1000000	m ²
Selimut beton,	d_b	= 30	mm
Diameter tulangan pokok,	d_p	= 32	mm
Diameter tulangan geser,	d_g	= 19	mm
Spasi tulangan,	s	= 32	mm

Jarak tulangan ke luar beton,

$$d' = d_b + d_g + s + 1,5d_p = 129 \text{ mm}$$

Tinggi aktual, $d = h - d' = 871,00 \text{ mm}$

Luas tulangan pokok,

$$A_d = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times d_p^2 = 1609,143 \text{ mm}^2$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta = 0,835714$

Tabel 4. 177 Luas tulangan yang dibutuhkan berdasarkan perbandingan tulangan breastwall Abutment A2

$\rho =$	1%	2%	3%	4%	5%
Rumus : $\rho \times b \times h$					
Luas tulangan yang diperlukan (As)	10000	20000	30000	40000	50000

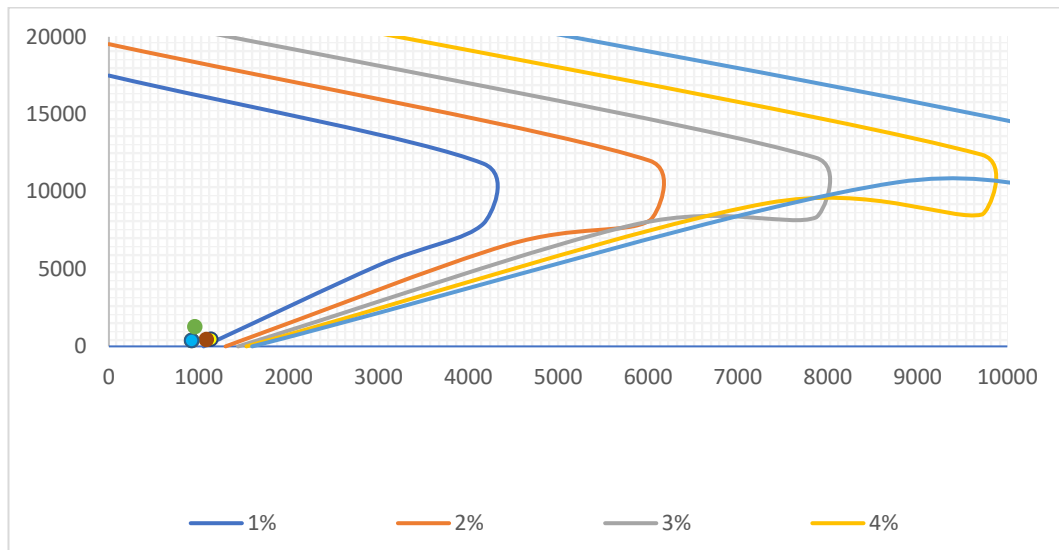
Tabel berikut menyajikan rekapitulasi desain tulangan berdasarkan hasil perhitungan nilai ϕM_n dan ϕP_n untuk setiap kondisi. Perhitungan dilakukan melalui beberapa percobaan (trial) dengan variasi persentase luas tulangan

longitudinal terhadap luas penampang bruto beton pada satu sisi, masing-masing sebesar 1%, 2%, 3%, 4%, dan 5%. Hubungan antara ϕM_n dan ϕP_n divisualisasikan pada diagram yang ditampilkan pada gambar berikut.

Tabel 4. 178 rekapitulasi desain tulangan breastwall Abutment A2

$\rho =$		1%	2%	3%	4%	5%
KONDISI DESAK SENTRIS						
ϕM_n	kNm	0	0	0	0	0
ϕP_n	kN	15311	17363	19414	21466	23517
KONDISI BALANCE						
ϕM_n	kNm	3993	5957	7922	9886	11850
ϕP_n	kN	7263	7429	7594	7760	7926
KONDISI PATAH DESAK						
ϕM_n	kNm	3868	5832	7797	9761	11725
ϕP_n	kN	10811	10977	11143	11309	11474
KONDISI PATAH TARIK						
ϕM_n	kNm	3064	4734	6403	8073	9743
ϕP_n	kN	4508	5468	6427	7387	8347
KONDISI LENTUR MURNI						
ϕM_n	kNm	896	1091	1198	1265	1310
ϕP_n	kN	0	0	0	0	0

	1%		2%		3%		4%		5%	
Kondisi	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n	ϕM_n	ϕP_n
Desak sentris	0	15311	0	17363	0	19414	0	21466	0	23517
Patah desak	3868	10811	5832	10977	7797	11143	9761	11309	11725	11474
Balanc e	3993	7263	5957	7429	7922	7594	9886	7760	11850	7926
Patah tarik	3064	4508	4734	5468	6403	6427	8073	7387	9743	8347
Lentur Murni	896	0	1091	0	1198	0	1265	0	1310	0



Gambar 4. 116 Kurva interaksi untuk kolom beton bertulang breastwall Abutment A1

d. Tulangan lentur *breast wall*

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times h = 10000,00 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tarik dan tekan,

$$A_s \text{ tarik} = A_s \text{ tekan} = 1/2 A_s \text{ perlu} = 5000,00 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = a_d \times b / A_s \text{ perlu} = 321,83 \text{ mm}$$

$$S \text{ disederhana} = 300,00 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan yang diperlukan,

$$n = b/s \text{ 3,33 buah}$$

Luas tulangan terpasang,

$$A_s \text{ terpasang} = A_d \times n = 5363,81 \text{ mm}^2$$

Cek tulangan,

$$A_s \text{ min1} = ((\sqrt{f_c}) / (4 \times f_y)) \times b \times d = 2839,68 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min2} = 1,4/f_y \times b \times d = 2903,33 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0,85 \times 3/7 \times \beta_1 \times f_c/f_y \times b \times d = 18940,44 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} < A_s \text{ terpasang} < A_s \text{ max}$$

$$2968,43 < 13215,71 < 20258,73 \quad (\text{OK})$$

Digunakan, D32 - 150 mm

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok,

$$A_s' = 50\% * A_s = 2681,90 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D - 32 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' = 300,00 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, D 32 - 300 mm

$$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s' = 2681,90 \text{ mm}^2$$

11. Korbél

a. Korbél *Jack*

$$V_u = 691,06 \text{ kN}$$

$$N_u = 138,2115029 \text{ kN}$$

$$h = 1450 \text{ mm}$$

$$h' = 850 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1350 \text{ mm}$$

$$a = 200 \text{ mm}$$

$$b_w = 600 \text{ mm}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,75$$

$$v = 1,4$$

$$V_n = 518,2931357 \text{ kN}$$

Periksa kondisi beton

$$V_n < 0.2 * f_c * b_w * d = 48600 \quad \textbf{(OK)}$$

$$V_n < 5.5 * b_w * d = 44550 \quad \textbf{(OK)}$$

Menentukan luas geser friksi

$$A_{vf} = V_n / (v * f_y) = 881,4509111 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur A_f dan A_n =

$$M_u = V_u * a + N_u * (h - d) = 152032653,143 \text{ Nmm}$$

$$A_f = M_u / (\phi * f_y * 0.85 * d) = 420,604 \text{ mm}^2$$

$$A_n = N_u / \phi * f_y = 438,767 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok A_s

A_s di ambil terbesar dari

- $A_s = 2/3 * A_{vf} + A_n = 1026,400616 \text{ mm}^2$
- $A_s = A_f + A_n = 859,371 \text{ mm}^2$
- $A_s \text{ min} = 0.04 * f_c * / f_y * b_w * d = 2314,285714 \text{ mm}^2$

Sehingga $A_s = 2314,285714 \text{ mm}^2$

Dipakai, 5D25

$$A_s = 2454 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan A_h

A_h diambil nilai terbesar dari

- $A_h = 1/2(A_s - A_n) = 937,760 \text{ mm}^2$
- $1/3 * A_f = 140,201 \text{ mm}^2$
- Sehingga $a_h = 937,760 \text{ mm}^2$

Dipakai, 5D16

$$A_h = 1005 \text{ mm}^2$$

Tulangan pembentuk disambungkan dengan $A_h = 2443.895 \text{ mm}^2$

Dipakai 5D16 $A_h = 1005 \text{ mm}^2$

b. Korbil Bawah

$$V_u = 5344,53 \text{ kN}$$

$$N_u = 1068,905173 \text{ kN}$$

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

$$h' = 600 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1100 \text{ mm}$$

$$a = 200 \text{ mm}$$

$$b_w = 400 \text{ mm}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\phi = 0,75$$

$$v = 1,4$$

$$V_n = 4008,394399 \text{ kN}$$

Periksa kondisi beton

$$V_n < 0.2 \cdot f_c \cdot b_w \cdot d = 26400 \quad (\text{OK})$$

$$V_n < 5.5 \cdot b_w \cdot d = 24200 \quad (\text{OK})$$

Menentukan luas geser friksi

$$A_{vf} = V_n / (v \cdot f_y) = 6816,997277 \text{ mm}^2$$

Menentukan luas tulangan lentur A_f dan A_n =

$$M_u = V_u \cdot a + N_u \cdot (h - d) = 1175795690,355 \text{ Nmm}$$

$$A_f = M_u / (\phi \cdot f_y \cdot 0.85 \cdot d) = 3992,176 \text{ mm}^2$$

$$A_n = N_u / \phi \cdot f_y = 3393,350 \text{ mm}^2$$

Menentukan tulangan pokok A_s

A_s di ambil terbesar dari

- $A_s = 2/3 \cdot A_{vf} + A_n = 7938,014607 \text{ mm}^2$
- $A_s = A_f + A_n = 7385,526 \text{ mm}^2$
- $A_s \text{ min} = 0.04 \cdot f_c \cdot b_w \cdot d / f_y = 1257,142857 \text{ mm}^2$

Sehingga $A_s = 7938,014607 \text{ mm}^2$

Dipakai 10D32 $A_s = 8042 \text{ mm}^2$

Menentukan luas tulangan A_h

A_h diambil nilai terbesar dari

- $A_h = 1/2 (A_s - A_n) = 2272,332 \text{ mm}^2$
- $1/3 \cdot A_f = 1330,725 \text{ mm}^2$

Sehingga, $a_h = 2272,332 \text{ mm}^2$

Dipakai, 5D22

$$A_h = 2281 \text{ mm}^2$$

Tulangan pembentuk disambungkan dengan $A_h = 2443.895 \text{ mm}^2$

Dipakai, 5D22

$$A_h = 2281 \text{ mm}^2$$

12. Back Wall

a. Back Wall atas

Dimensi :

Tebal, $h = b_1 = 0,30 \text{ m}$

Lebar,	$B_y = 9,40 \text{ m}$
Momen ultimit,	$M_u = 208,14 \text{ kNm}$
Gaya geser ultimit,	$V_u = 680,67 \text{ kN}$
Ditinjau selebar 1 m, maka:	$M_u = 22,14 \text{ kNm}$
	$V_u = 72,41 \text{ kN}$
Momen rencana ultimit,	$M_u = 22,14 \text{ kNm}$
Kualitas Beton :	K - 350
Kuat tekan beton,	$f_c = 30,00 \text{ Mpa}$
Kualitas Besi :	420B
Tegangan leleh besi,	$f_y = 420,00 \text{ Mpa}$
Tebal beton,	$h = 300,00 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' = 50,00 \text{ mm}$
Modulus elastis besi,	$E_s = 200000,00 \text{ MPa}$
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 = 0,80$
	$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$
	$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,41$
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi = 0,80$
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi = 0,60$
Tebal aktual,	$d = h - d' = 250,00 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau,	$b = 1000,00 \text{ mm}$
Momen nominal rencana,	
	$M_n = M_u / \phi = 27,68 \text{ kNm}$
Faktor tahanan momen,	
	$R_n = M_n * 10^6 / (b * d) = 0,443$
	$R_n < R_{max} \text{ (OK)}$
Perbandingan tulangan yang diperlukan;	
	$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c') }] = 0,00106$
Perbandingan tulangan minimum,	
	$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0,00333$
Perbandingan tulangan yang digunakan,	
	$\rho = 0,00333$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho * b * d = 833,33 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D - 13 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 159,34 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, D 13 - 150 mm

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 885,24 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi (20-50)% tulangan pokok diambil 50 %

$$A_s' = 50\% * A_s = 442,62 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D - 12 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' = 300,00 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, D 12 - 300 mm

$$A_s' = \pi / 4 * D^2 * b / s' = 377,14 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut D 12 - 300x300 mm

b. *Back Wall* bawah

Dimensi :

Tebal, h = b2 = 0,60 m

Lebar, By = 9,40 m

Momen ultimit, Mu = 1196,24 kNm

Gaya geser ultimit, Vu = 1001,52 kN

Ditinjau selebar 1 m, maka: Mu = 127,26 kNm

Vu = 106,54 kN

Momen rencana ultimit, Mu = 127,26 kNm

Kualitas Beton : K - 350

Kuat tekan beton, fc = 30,00 Mpa

Kualitas Besi : 420B

Tegangan leleh besi, fy = 420,00 Mpa

Tebal beton, h = 600,00 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 50,00 mm

Modulus elastis besi, $E_s = 200000,00 \text{ MPa}$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$$

$$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,77$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,80$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$

Tebal aktual, $d = h - d' = 550,00 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau, $b = 1000,00 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 159,07 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = M_n * 10^6 / (b * d) = 0,526 \quad R_n < R_{max} \text{ (OK)}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan;

$$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c')}] = 0,00127$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0,00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan,

$$\rho = 0,00333$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho * b * d = 1833,33 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D \quad - \quad 19 \quad \text{mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi / 4 * D^2 * b / A_s = 154,71 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, $D \quad 19 \quad - \quad 150 \quad \text{mm}$

$$A_s = \pi / 4 * D^2 * b / s = 1890,95 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok.

$$A_s' = 50\% * A_s = 945,48 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D \quad - \quad 19 \quad \text{mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 * D^2 * b / A_s' = 300,00 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, $D \quad 19 \quad - \quad 300 \quad \text{mm}$

$$As' = \pi / 4 * D^2 * b / s' = 945,48 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut

D 19 - 600x600 mm

4.3.3 Pilar

1. Analisis beban kerja struktur pilar

Tabel 4. 179 Perhitungan beban sendiri pilar

Pier Head								
No	H	B	L	Volume	Berat Jenis	Berat	x	z
	m	m	m	m ³	Kn/m ³	kN	m	m
1	2,1	1,5	9,4	29,61	25	740,25	-0,7	23,97
2	0,4	2,75	9,4	10,34	25	258,5	-1,325	22,72
3	0,4	4,4	9,4	16,544	25	413,6	-0,9	22,32
4	0,72	4,8	9,4	32,4864	25	812,16	-0,7	21,76
5	0,4	4,4	9,4	16,544	25	413,6	-0,7	21,255
Kaki pilar								
6	19	2	1,5	57	25	1425	-0,7	11,5
7	19	2	1,5	57	25	1425	-0,7	11,5
8	2	1,5	1,9	5,7	25	142,5	-0,7	11,5
Pile cap								
9	2	9,4	10	188	25	4700	0	1
Jumlah						10330,61		

Lengan Kiri = -1,95

Beban Kiri

Tabel 4. 180 Beban yang terjadi pada pilar oleh beban di kiri pilar

No	Aksi/ Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri struktur atas	MS					
	Beton pracetak		1629,731			-3177,97	

No	Aksi/ Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
	Beton cor di tempat		2141,875			-4176,66	
2	Berat sendiri struktur bawah	MS					
	Beton cor di tempat						
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	456,35275			-889,89	
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1006,5225			-1962,72	
5	Beban pedestrian	TP	146,125			-284,94	
6	Gaya rem	TB		125		-243,75	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	TG		15,9375		-31,08	
8	Beban Angin pada Struktur	EWS	18,375		53,47584375	-35,83	1314,703619
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			15,435		387,7272
10	Beban Gempa	EQ		1100,30223	983,1249861	25218,93	22533,22468
D	Aksi Lainnya						
11	Gesekan	BF		8,214349		188,27	
			5398,98	1249,45	1052,04	14604,4	24235,66

Lengan Kanan = 0,55

Beban Kanan

Tabel 4. 181 Beban yang terjadi pada pilar oleh beban di kanan pilar

N o	Aksi Beban	Kod e	Vertikal	Horiso ntal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri struktur atas	MS					
	Beton pracetak		2636,39801 3			1450,0189 07	
	Beton cor di tempat		2959,4625			1627,7043 75	
2	Berat sendiri struktur bawah	MS					
	Beton cor di tempat						
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	661,059555			363,58275 53	
B	Beban Lalu- lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1234,09220 6			678,75071 34	
5	Beban pedestria n	TP	185,40483			101,97265 65	
6	Gaya rem	TB		125		68,75	
C	Aksi Lingkung an						
7	Temperat ur	TG		23,296 875		12,813281 25	
8	Beban Angin pada Struktur	EW S	26,6175		86,779704 38	14,639625	1942,56 3682

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			22,3587		516,933144
10	Beban Gempa	EQ		1478,816333	1429,54725	30345,31115	29334,30957
D	Aksi Lainnya						
11	Gesekan	BF		11,89907199		244,1689572	
			7703,034604	1639,01228	1538,685654	34907,71242	31793,8064

Tabel 4. 182 Rekapitulasi momen pada pilar

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri struktur atas	MS					
	Beton pracetak		4266,13			-1727,96	
	Beton cor di tempat		5101,34			-2548,95	
2	Berat sendiri struktur bawah	MS					
	Beton cor di tempat		10330,61			-4185,71	
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	1117,41			-526,31	
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	2240,61			-1283,97	
5	Beban pedestrian	TP	331,53			-182,97	
6	Gaya rem	TB		250,00			
C	Aksi Lingkungan						

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
7	Temperatur	TG		39,23		-18,26	
8	Beban Angin pada Struktur	EWS	44,99		140,26	-21,19	3257,27
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			37,79		904,66
10	Beban Gempa	EQ		2579,12	2412,67	55564,24	51867,53
D	Aksi Lainnya						
12	Gesekan	BF		20,11		432,44	

Tabel 4. 183 Rekapitulasi Kombinasi Beban Tak Terfaktorkan/Rill Pada Pile Cap

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		KETERANGAN
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
1	KUAT I	23387,63	309,35	0,00	-10041,68	0,00	
2	KUAT II	23387,63	309,35	0,00	-10041,68	0,00	
3	KUAT III	20860,48	59,35	140,26	-8595,94	3257,27	
4	KUAT IV	20815,49	59,35	0,00	-8574,75	0,00	
5	KUAT V	20860,48	59,35	178,05	-8595,94	4161,93	
6	EKSTREMI	23387,63	2849,23	2412,67	45540,82	51867,53	
7	EKSTREMI II						Diabaikan karena tidak ada lalulintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	23432,63	309,35	178,05	-10062,88	4161,93	
9	DAYA LAYAN II	23387,63	270,11	0,00	-10023,42	0,00	
10	DAYA LAYAN III	23387,63	309,35	0,00	-10041,68	0,00	

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		KETERANGAN
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
11	DAYA LAYAN IV	20860,48	59,35	140,26	- 8595,94	3257,27	
12	FATIK	2572,14	250,00	0,00	- 1466,94	0,00	

Tabel 4. 184 Rekapitulasi Beban Ultimit Pile cap Karena Faktor

No	Keadaan Batas	Vertikal	Horisontal		Momen		Keterangan
		P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	
1	KUAT I	31822,09	470,11	0,00	- 13984,00	0,00	
2	KUAT II	30793,23	370,11	0,00	- 13397,23	0,00	
3	KUAT III	27255,22	20,11	196,36	- 11343,51	4560,17	
4	KUAT IV	27192,23	20,11	0,00	- 11343,51	0,00	
5	KUAT V	27210,23	20,11	56,10	- 11343,51	1302,91	
6	EKSTREMI	27963,87	2674,23	2412,67	43780,64	51867,53	
7	EKSTREMI II						Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	23401,13	289,73	42,08	- 10032,55	977,18	
9	DAYA LAYAN II	24159,28	345,11	0,00	- 10463,50	0,00	
10	DAYA LAYAN III	22873,20	239,73	0,00	-9739,16	0,00	
11	DAYA LAYAN IV	20846,98	59,35	98,18	-8574,75	2280,09	
12	FATIK	1929,11	187,50	0,00	-1100,20	0,00	

1. Kontrol Stabilitas Pilar

a. Stabilitas Pilar Terhadap Guling

- Stabilitas Guling Memanjang Jembatan

Lengan di ujung kanan pilecap

Tabel 4. 185 Perhitungan momen pilar arah memanjang jembatan lengan kanan berat sendiri pilar

No	H	B	L	Volume	Berat Jenis	Berat	Lengan	Momen
	m	m	m	m ³	Kn/m ³	kN	m	kNm
Pier Head								
1	2,1	1,5	9,4	29,61	25	740,25	-5,40	-3997,35
2	0,4	2,75	9,4	10,34	25	258,5	-6,03	-1557,4625
3	0,4	4,4	9,4	16,544	25	413,6	-5,60	-2316,16
4	0,72	4,8	9,4	32,4864	25	812,16	-5,40	-4385,664
5	0,4	4,4	9,4	16,544	25	413,6	-5,40	-2233,44
Kaki pilar								
6	19	2	1,5	57	25	1425	-5,40	-7695
7	19	2	1,5	57	25	1425	-5,40	-7695
8	2	1,5	1,9	5,7	25	142,5	-5,40	-769,5
Pile cap								
9	2	9,4	10	188	25	4700	-4,70	-22090
Jumlah						10330,6		-52739,6

Lengan di ujung kiri pilecap

Tabel 4. 186 Perhitungan momen pilar arah memanjang jembatan lengan kiri berat sendiri pilar

No	H	B	L	Volume	Berat Jenis	Berat	Lengan	Momen
	m	m	m	m ³	Kn/m ³	kN	m	kNm
Pier Head								
1	2,1	1,5	9,4	29,61	25	740,25	-4,00	-2961
2	0,4	2,75	9,4	10,34	25	258,5	-3,38	-872,4375
3	0,4	4,4	9,4	16,544	25	413,6	-3,80	-1571,68
4	0,72	4,8	9,4	32,4864	25	812,16	-4,00	-3248,64
5	0,4	4,4	9,4	16,544	25	413,6	-4,00	-1654,4

No	H	B	L	Volume	Berat Jenis	Berat	Lengan	Momen
	m	m	m	m ³	Kn/m ³	kN	m	kNm
Kaki pilar						0		
6	19	2	1,5	57	25	1425	-4,00	-5700
7	19	2	1,5	57	25	1425	-4,00	-5700
8	2	1,5	1,9	5,7	25	142,5	-4,00	-570
Pile cap						0		
9	2	9,4	10	188	25	4700	-4,70	-22090
Jumlah						10330,6		-44368,2

Lengan di ujung kanan pilecap

Beban kiri

Tabel 4. 187 Perhitungan momen pilar arah memanjang jembatan karena beban di kiri jembatan

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Lengan	Momen
			P (kN)	(m)	kNm
A	Aksi Tetap				
1	Berat sendiri struktur atas	MS			
	Beton pracetak		1629,7	-6,65	-10837,71
	Beton cor di tempat		2141,9	-6,65	-14243,47
2	Berat sendiri struktur bawah	MS			
	Beton cor di tempat		10330,6		-52739,58
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	456,4	-6,65	-3034,75
B	Beban Lalu-lintas				
4	Beban lajur "D"	TD	1006,5	-6,65	-6693,37
5	Beban pedestrian	TP	146,1	-6,65	-971,73
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			
D	Aksi Lainnya				
11	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	15711,22	$\Sigma M =$	-88520,60

Beban kanan

Tabel 4. 188 Perhitungan momen pilar arah memanjang jembatan karena beban di kanan jembatan

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Lengan	Momen
			P (kN)	(m)	kNm
A	Aksi Tetap				
1	Berat sendiri struktur atas	MS			
	Beton pracetak		2636,40	-4,15	-10941,05
	Beton cor di tempat		2959,46	-4,15	-12281,77
2	Berat sendiri struktur bawah	MS			
	Beton cor di tempat		10330,61		-52739,58
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	661,06	-4,15	-2743,40
B	Beban Lalu-lintas				
4	Beban lajur "D"	TD	1234,09	-4,15	-5121,48
5	Beban pedestrian	TP	185,40	-4,15	-769,43
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			
D	Aksi Lainnya				
11	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	18007,03	$\Sigma M =$	-84596,71

Tabel 4. 189 Stabilitas guling pada pilar arah memanjang jembatan

No	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_x (kN.m)		
a	b	c	d	e= c/d	f
1	KUAT I	-163980,26	-10041,68	16,33	OK, SF > 1,5
2	KUAT II	-158557,85	-10041,68	15,79	OK, SF > 1,5
3	KUAT III	-139579,43	-8595,94	16,24	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	-139579,43	-8574,75	16,28	OK, SF > 1,5
5	KUAT V	-139579,43	-8595,94	16,24	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	-143646,23	45540,82	3,15	OK, SF > 1,5

No	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_x (kN.m)		
a	b	c	d	e= c/d	f
7	EKSTREM II				Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	-120377,74	-10062,88	11,96	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	-124444,54	-10023,42	12,42	OK, SF > 1,5
10	DAYA LAYAN III	-117666,53	-10041,68	11,72	OK, SF > 1,5
11	DAYA LAYAN IV	-106821,72	-8595,94	12,43	OK, SF > 1,5
12	FATIK	-10167,01	-1466,94	6,93	OK, SF > 1,5

Lengan di ujung kiri pilecap

Beban kiri

Tabel 4. 190 Perhitungan momen pada pilar karena beban di kiri jembatan

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal P (kN)	Lengan (m)	Momen kNm
A	Aksi Tetap				
1	Berat sendiri struktur atas	MS			
	Beton pracetak		1629,7	-2,75	-4481,76
	Beton cor di tempat		2141,9	-2,75	-5890,16
2	Berat sendiri struktur bawah	MS			
	Beton cor di tempat		10330,6		-44368,16
3	Beban mati tambahan	MA	456,4	-2,75	-1254,97
	Beban mati tambahan				
B	Beban Lalu-lintas				
4	Beban lajur "D"	TD	1006,5	-2,75	-2767,94
5	Beban pedestrian	TP	146,1	-2,75	-401,84
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Lengan	Momen
			P (kN)	(m)	kNm
D	Aksi Lainnya				
11	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	15711,22	$\Sigma M =$	-59164,82

Beban Kanan

Tabel 4. 191 Perhitungan momen pada pilar karena beban di kanan jembatan

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Lengan	Momen
			P (kN)	(m)	kNm
A	Aksi Tetap				
1	Berat sendiri struktur atas	MS			
	Beton pracetak		2636,40	-5,25	-13841,09
	Beton cor di tempat		2959,46	-5,25	-15537,18
2	Berat sendiri struktur bawah	MS			
	Beton cor di tempat		10330,61		-44368,16
3	Beban mati tambahan Beban mati tambahan	MA	661,06	-5,25	-3470,56
B	Beban Lalu-lintas				
4	Beban lajur "D"	TD	1234,09	-5,25	-6478,98
5	Beban pedestrian	TP	185,40	-5,25	-973,38
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			
D	Aksi Lainnya				
11	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	18007,03	$\Sigma M =$	-84669,35

Tabel 4. 192 Stabilitas guling pada pilararah memanjang jembatan

No	Keadaan Batas	Penahan	Pengguling	SF	Keterangan
		ΣM_w (kN.m)	ΣM_x (kN.m)		
a	b	c	d	$e = \frac{c}{d}$	f
1	KUAT I	-135806,06	-10041,68	13,52	OK, SF > 1,5
2	KUAT II	-131410,83	-10041,68	13,09	OK, SF > 1,5
3	KUAT III	-116027,52	-8595,94	13,50	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	-116027,52	-8574,75	13,53	OK, SF > 1,5
5	KUAT V	-116027,52	-8595,94	13,50	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	-119323,94	45540,82	2,62	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II				Diabaikan karena tidak ada lalulintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	-99831,96	-10062,88	9,92	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	-103128,38	-10023,42	10,29	OK, SF > 1,5
10	DAYA LAYAN III	-97634,34	-10041,68	9,72	OK, SF > 1,5
11	DAYA LAYAN IV	-88843,87	-8595,94	10,34	OK, SF > 1,5
12	FATIK	-8241,06	-1466,94	5,62	OK, SF > 1,5

Tabel 4. 193 Perhitungan momen arah melintang jembatan pada pilar

No	Aksi / Beban		Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m) = $\frac{1}{2} B_y$	Momen (kNm)
A	Aksi Tetap					
1	Berat sendiri struktur atas		MS			
	Beton pracetak			4266,13	-5,00	-21330,64
	Beton cor di tempat			5101,34	-5,00	-25506,69
2	Berat sendiri struktur bawah		MS			
	Beton cor di tempat			10330,61		-4185,71
3	Beban tambahan mati		MA	1117,41	-5,00	-5587,06
	Beban tambahan mati					
B	Beban Lalu-lintas					
4	Beban lajur "D"		TD	2240,61	-5,00	-11203,07

No	Aksi / Beban	Kode	Gaya P/Vertikal (kN)	Lengan O (m) = $\frac{1}{2} B_y$	Momen (kNm)
5	Beban pedestrian	TP	331,53	-5,00	-1657,65
6	Gaya rem	TB			
C	Aksi Lingkungan				
7	Temperatur	TG			
8	Beban Angin pada Struktur	EWS			
9	Beban Angin pada Kendaraan	EWL			
10	Beban Gempa	EQ			
11	Tekanan tanah dinamis	EQ			
D	Aksi Lainnya				
12	Gesekan	BF			
		$\Sigma P =$	23387,63	$\Sigma M =$	-69470,82

2. Stabilitas Geser Pada Pilar Arah Melintang Jembatan

a. Stabilitas Geser Memanjang Jembatan

$$B_x = 9,40 \text{ m}$$

$$B_y = 10,00 \text{ m}$$

Tanah Eksisting:

$$\text{Koheesi, } c = 0,00$$

$$\text{Sudut gerak dalam, } \Phi = 40,00$$

$$\tan \Phi = 0,8391$$

Tabel 4. 194 Stabilitas geser pada pilar arah memanjang jembatan

No	Keadaan Batas	Gaya Rill/Tak Terfaktor			SF (tanah eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣT_x (kN)		
(a)	(b)	(c)	(d) = $c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	(e)	(f) = (d)/(e)	(g)
1	KUAT I	23387,63	19624,55	309,35	63,44	OK, SF > 1,5
2	KUAT II	23387,63	19624,55	309,35	63,44	OK, SF > 1,5
3	KUAT III	20860,48	17504,02	59,35	294,94	OK, SF > 1,5

No	Keadaan Batas	Gaya Rill/Tak Terfaktor			SF (tanah eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣT_x (kN)		
(a)	(b)	(c)	(d) = $c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	(e)	(f) = (d)/(e)	(g)
4	KUAT IV	20815,49	17466,27	59,35	294,30	OK, SF > 1,5
5	KUAT V	20860,48	17504,02	59,35	294,94	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	23387,63	19624,55	2849,23	6,89	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II					Diabaikan karena tidak ada lalulintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	23432,63	19662,31	309,35	63,56	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	23387,63	19624,55	270,11	72,65	OK, SF > 1,5
10	DAYA LAYAN III	23387,63	19624,55	309,35	63,44	OK, SF > 1,5
11	DAYA LAYAN IV	20860,48	17504,02	59,35	294,94	OK, SF > 1,5
12	FATIK	2572,14	2158,29	250,00	8,63	OK, SF > 1,5

b. Stabilitas Geser Melintang Jembatan

Tabel 4. 195 Stabilitas geser pada pilar arah melintang jembatan

No	Keadaan Batas	Gaya Rill/Tak Terfaktor			SF (tanah eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣT_y (kN)		
(a)	(b)	(c)	(d) = $c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	(e)	(f) = (d)/(e)	(g)
1	KUAT I	23387,63	19624,55	0,00	-	Ty = 0
2	KUAT II	23387,63	19624,55	0,00	-	Ty = 0
3	KUAT III	20860,48	17504,02	140,26	124,80	OK, SF > 1,5
4	KUAT IV	20815,49	17466,27	0,00	-	Ty = 0

No	Keadaan Batas	Gaya Rill/Tak Terfaktor			SF (tanah eksisting)	Keterangan
		ΣP (kN)	Gaya penahan geser ΣHP (kN)	ΣTy (kN)		
(a)	(b)	(c)	(d) = $c * B_x * B_y + \Sigma P * \tan \Phi$	(e)	(f) = (d)/(e)	(g)
5	KUAT V	20860,48	17504,02	178,05	98,31	OK, SF > 1,5
6	EKSTREM I	23387,63	19624,55	2412,67	8,13	OK, SF > 1,5
7	EKSTREM II					Diabaikan karena tidak ada lalu lintas kendaraan air
8	DAYA LAYAN I	23432,63	19662,31	178,05	110,43	OK, SF > 1,5
9	DAYA LAYAN II	23387,63	19624,55	0,00	-	Ty = 0
10	DAYA LAYAN III	23387,63	19624,55	0,00	-	Ty = 0
11	DAYA LAYAN IV	20860,48	17504,02	140,26	124,80	OK, SF > 1,5
12	FATIK	2572,14	2158,29	0,00	-	Ty = 0

c. Pemeriksaan terhadap daya dukung tanah

$$q_u = c * N_c + \gamma_s * D_f * N_q + 0.5 * B * \gamma' * N_\gamma$$

Kedalam tanah di depan pile cap, $D_f = 5,00 \text{ m}$

Lebar Pile cap $B_x = 9,40 \text{ m}$

Panjang Pile cap $B_y = 10,00 \text{ m}$

Kohesi, $c = 0,00$

Sudut gerak dalam, $\Phi = 40,00$

$$\gamma_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 16,50 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Luas, } A = B_x * B_y \quad A = 94,00 \text{ m}^2$$

Dari tabel terzaghi diperoleh nilai N_c , N_q dan N_γ dengan $\Phi = 40$

$$N_c = 41,40$$

$$N_q = 41,10$$

$$N_{\gamma} = 49,40$$

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma_s \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_{\gamma}$$

$$q_u = 7221,72 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total beban vertikal yang terjadi} \quad \Sigma P = 23387,63 \text{ kN}$$

$$\text{tegangan vertikal yang terjadi di bawah pondasi,} \quad \sigma_v = \Sigma P / A$$

$$\sigma_v = 248,80 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{kdayadukung} \quad q_u / \sigma_v = 29,03 \text{ Oke, ...} > 3$$

d. Cek Eksentrisitas

Middle-Third Rule = eksentrisitas $e \leq B/6$, dengan:

Distribusi tekanan di pondasi tetap kompresif penuh

Tidak terjadi zona tarikan (tension zone), yang dalam tanah berbahaya karena tanah tidak tahan tarik

Arah Y

$$B = 9,40 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_y \text{ resultan Layan}}{P \text{ Layan}}, \text{ digunakan}$$

$$e = \frac{977,18}{23401,13}$$

$$= 0,04 \leq \frac{9,40}{6,00} = 1,57 (\text{OK})$$

Arah X

$$L = 50,00 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_x \text{ resultan Layan}}{P \text{ Layan}}, \text{ digunakan}$$

$$e = \frac{10032,55}{23401,13}$$

$$= 0,43 \leq \frac{50,00}{6,00} = 8,33 (\text{OK})$$

e. Cek Penurunan Pondasi

Jenis tanah pada dasar pile cap yaitu gravel dengan nilai n_{spt} 50 (sangat padat)

$$q = 248,80 \text{ kN/m}^2$$

$$B_x = 9,40 \text{ m}$$

$$v = 0,2$$

$$E_s = 75000 \text{ kn/m}^2 \text{ (Modulus Elastisitas dari Tabel Perkiraan Modulus Elastisitas, Bowles 1977)}$$

$$I = 0,82 \text{ (Angka Pagaruh dari Tabel Faktor pengaruh, Bowles 1968)}$$

$$S = ((q \cdot B_x \cdot (1 - v^2)) / E_s) \cdot I$$

$$S = 0,022547659 \text{ m}$$

$$S = 22,54765944 \text{ mm (AMAN)}$$

SNI 8460:2017 – Tata cara perencanaan geoteknik < 25mm aman

Jadi, Karena penurunan yang terjadi di Pilar kurang dari 25 mm, maka penggunaan pondasi dalam tidak diperlukan.

1. Kepala Pilar

a. Berat Sendiri Kepala Pilar = 280,65 kN/m

b. Beban Mati Struktur Atas

- Berat sendiri struktur atas kiri = 3771,61 kN

- Berat sendiri struktur atas kanan = 5595,86 kN

Total = 9367,47 kN

- Jumlah Gelagar, n = 5 buah

Maka, = Total/n

= 1873,49 kN

c. Beban Mati Tambahan

- Berat mati tambahan struktur atas kiri = 456,35 kN

- Berat mati tambahan struktur atas kanan = 661,06 kN

Total = 1117,41 kN

- Jumlah Gelagar, n = 5 buah

Maka, = Total/n

= 223,43 kN

d. Beban Hidup Lalu Lintas

- Beban hidup lalu lintas kiri = 1152,65 kN

- Beban hidup lalu lintas kanan = 1419,5 kN

Total = 2572,4 kN

- Jumlah Gelagar, n = 5 buah
Maka, = Total/n
= 514,43 kN
- e. Beban Angin Pada Struktur
 - Arah X
 - Beban angin pada struktur kiri = 15,44 kN
 - Beban angin pada struktur kanan = 22,36 kN
 - Total = 37,79 kN
 - Arah Y
 - Beban angin pada struktur kiri = 53,48kN
 - Beban angin pada struktur kanan = 86,78 kN
 - Total = 140,26 kN
- f. Beban Angin Pada Kendaraan
 - Beban angin pada kendaraan kiri = 15,44 kN
 - Beban angin pada kendaraan kanan = 22,36 kN
 - Total = 37,80 kN
- g. Beban Rem
 - Beban rem kiri = 125 kN
 - Beban rem kanan = 125 kN
 - Total = 250 kN
- h. Beban Karena Gesekan
 - Beban gesekan kiri = 8,21 kN
 - Beban gesekan kanan = 11,90 kN
 - Total = 20,11 kN
- Jumlah Gelagar, n = 5 buah
Maka, = Total/n
= 4,02 kN
- i. Beban Gempa
 - Arah X
 - Beban gempa kiri = 1100,30 kN
 - Beban gempa kanan = 1478,82 kN

$$\begin{aligned}
 & \text{Total} = 2579,12 \text{ kN} \\
 & \text{Jumlah kolom Pilar, } n = 2 \text{ buah} \\
 & \text{Maka,} = \text{Total}/n \\
 & = 1289,56 \text{ kN} \\
 & - \text{ Arah Y} \\
 & \text{Beban gempa kiri} = 983,13 \text{ kN} \\
 & \text{Beban gempa kanan} = 1429,55 \text{ kN} \\
 & \text{Total} = 2412,67 \text{ kN} \\
 & \text{Jumlah kolom Pilar, } n = 2 \text{ buah} \\
 & \text{Maka,} = \text{Total}/n \\
 & = 1206,34 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

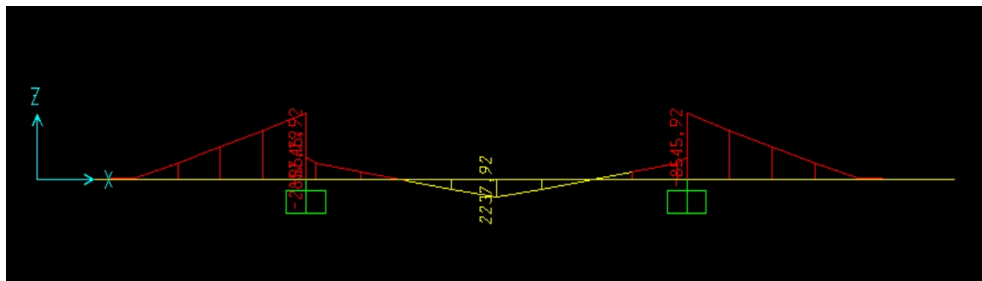
Tabel 4. 196 Beban yang terjadi kepala pilar

No	Aksi / Beban	Kuat I (kN)	Kuat II (kN)	Kuat III (kN)	Kuat IV (kN)	Kuat V (kN)
	Aksi Tetap					
1	Berat sendiri Kepala Pilar	364,845	364,845	364,845	364,845	364,845
2	Berat sendiri struktur atas	2248,191843	2248,19184	2248,192	2248,19184	2248,192
3	Beban mati tambahan	402,2684298	402,26843	402,2684	402,26843	402,2684
4	Beban Lalu-lintas	925,9720331	720,20047	-	-	-
5	Gaya rem	450	350	-	-	-
6	Beban Angin pada Struktur arah x	-	-	62,9895	-	17,997
7	Beban Angin pada Struktur arah y	-	-	196,3578	-	56,10222
8	Beban Angin pada Kendaraan	-	-	-	-	37,7937
9	Beban Gempa arah x	-	-	-	-	-
10	Beban Gempa arah y	-	-	-	-	-

No	Aksi / Beban	Kuat I	Kuat II	Kuat III	Kuat IV	Kuat V
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
11	Gesekan	4,022684298	4,0226843	4,022684	4,0226843	4,022684
	Total=	4395,29999	4089,52843	3278,675	3019,32796	3131,221

No	Aksi / Beban	Ekstrem I	Layan I	Layan II	Layan III	Layan IV	Fatik
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri Kepala Pilar	364,845	280,65	280,65	280,65	280,65	-
2	Berat sendiri struktur atas	2248,191843	1873,493	1873,493	1873,493	1873,493	-
3	Beban mati tambahan	402,2684298	223,4825	223,4825	223,4825	223,4825	-
4	Beban Lalu-lintas	154,3286722	514,4289	668,7576	411,5431	-	385,8217
5	Gaya rem	75	250	325	200	-	187,5
6	Beban Angin pada Struktur arah x	-	13,49775	-	-	31,49475	-
7	Beban Angin pada Struktur arah y	-	42,07666	-	-	98,17888	-
8	Beban Angin pada Kendaraan	-	37,7937	-	-	-	-
9	Beban Gempa arah x	1289,559281	-	-	-	-	-
10	Beban Gempa arah y						
11	Gesekan	4,022684298	4,022684	4,022684	4,022684	4,022684	-
	Total=	4538,215911	3239,445	3375,406	2993,191	2511,322	573,3217

Momen yang bekerja pada Kepala Pilar dimasukkan ke SAP2000



Gambar 4. 117 Anlisa struktur Momen di kepala pilar

Didapatkan nilai, Momen Positif = 2237,92 kNm
 Momen Negatif = 8545,92 kNm **(Max)**

j. Korbél

- Korbél A1-P1

Berat sendiri struktur atas kiri = 3771,6055 kN

Jumlah Gelagar, n = 5 buah

maka, = Total/n

= 754,3211 kN

Berat mati tambahan struktur atas kiri = 456,35275 kN

Jumlah Gelagar, n = 5 buah

maka, = Total/n

= 91,27055 kN

Beban hidup lalu lintas kiri = 1152,6475 kN

Jumlah Gelagar, n = 5 buah

maka, = Total/n

= 230,5295 kN

Total Kiri (Vu) = 1076,12115 kN

- Korbél P1-A2

Berat sendiri struktur atas kanan = 5595,860513 kN

Jumlah Gelagar, n = 5 buah

maka, = Total/n

= 1119,172103 kN

Berat mati tambahan struktur atas kanan	= 661,059555 kN
Jumlah Gelagar, n	= 5 buah
maka,	= Total/n
	= 132,211911 kN
Beban hidup lalu lintas kanan	= 1419,497036 kN
Jumlah Gelagar, n	= 5 buah
maka,	= Total/n
	= 283,8994073 kN
Total Kanan (Vu)	= 1535,283421 kN

2. Kaki Pilar

a. Berat Sendiri

Kepala Pilar	= 280,65 kN/m
Kaki Pilar	= 1368 kN/m
Balok Transversal	= 72 kN/m
Total	= 1720,65 kN/m

b. Beban Mati Struktur Atas

Berat sendiri struktur atas kiri	= 3771,606 kN
Berat sendiri struktur atas kanan	= 5595,861 kN
Total	= 9367,46 kN
Jumlah Gelagar, n	= 5 buah
Maka,	= Total/n
	= 1873,493 kN

c. Beban Mati Tambahan

Berat mati tambahan struktur atas kiri	= 456,352 kN
Berat mati tambahan struktur atas kanan	= 661,059 kN
Total	= 1117,412 kN
Jumlah Gelagar, n	= 5 buah
Maka,	= Total/n
	= 223,482 kN

d. Beban Lalu Lintas

Beban hidup lalu lintas kiri	= 1152,647 kN
------------------------------	---------------

- Beban hidup lalu lintas kanan = 1419,497 kN
 Total = 2572,144 kN
- Jumlah Gelagar, n = 5 buah
 maka, = Total/n
 = 514,429 kN
- e. Beban Angin Pada Struktur
- Arah X
- Beban angin pada struktur kiri = 18,375 kN
 Beban angin pada struktur kanan = 26,6175 kN
 Total = 44,9925 kN
- Arah Y
- Beban angin pada struktur kiri = 53,4758 kN
 Beban angin pada struktur kanan = 86,7797 kN
 Total = 140,2555 kN
- f. Beban Angin Pada Kendaraan
- Beban angin pada kendaraan kiri = 15,435 kN
 Beban angin pada kendaraan kanan = 22,3587 kN
 Total = 37,7937 kN
- g. Beban Rem
- Beban rem kiri = 125 kN
 Beban rem kanan = 125 kN
 Total = 250 kN
- h. Beban Karena Gesekan
- Beban gesekan kiri = 8,2143 kN
 Beban gesekan kanan = 11,8990 kN
 Total = 20,11342149 kN
- Jumlah Gelagar, n = 5 buah
 maka, = Total/n
 = 4,0226 kN
- i. Beban Gempa
- Arah X

Beban gempa kiri	= 1100,30 kN
Beban gempa kanan	= 1478,82 kN
Total	= 2579,12 kN
Jumlah Kolom Pilar, n	= 2 buah
maka,	= Total/n
	= 1289,56 kN
- Arah Y	
Beban gempa kiri	= 983,12 kN
Beban gempa kanan	= 1429,55 kN
Total	= 2412,67 kN
Jumlah Kolom Pilar, n	= 2 buah
maka,	= Total/n
	= 1206,34 kN

Tabel 4. 197 Beban yang bekerja di kaki pilar

No	Aksi / Beban	Kuat I (kN)	Kuat II (kN)	Kuat III (kN)	Kuat IV (kN)	Kuat V (kN)
	Aksi Tetap					
1	Berat sendiri Pier leg + pier head	2236,845	2236,845	2236,845	2236,845	2236,845
2	Berat sendiri struktur atas	2248,191843	2248,192	2248,192	2248,192	2248,192
3	Beban mati tambahan	402,2684298	402,2684	402,2684	402,2684	402,2684
4	Beban Lalu-lintas	925,9720331	720,2005	-	-	-
5	Gaya rem	450	350	-	-	-
6	Beban Angin pada Struktur arah x	-	-	62,9895	-	17,997
7	Beban Angin pada Struktur arah y	-	-	196,3578	-	56,10222
8	Beban Angin pada Kendaraan	-	-	-	-	37,7937
9	Beban Gempa arah x	-	-	-	-	-

No	Aksi / Beban	Kuat I (kN)	Kuat II (kN)	Kuat III (kN)	Kuat IV (kN)	Kuat V (kN)
10	Beban Gempa arah y	-	-	-	-	-
11	Gesekan	4,022684298	4,022684	4,022684	4,022684	4,022684
	Total=	6267,29999	5961,53	5150,68	4891,33	5003,22

No	Aksi / Beban	Ekstrem I (kN)	Layan I (kN)	Layan II (kN)	Layan III (kN)	Layan IV (kN)	Fatik (kN)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri Pier leg + pier head	2236,845	1720,65	1720,65	1720,65	1720,65	-
2	Berat sendiri struktur atas	2248,192	1873,493	1873,493	1873,493	1873,493	-
3	Beban mati tambahan	402,2684	223,4825	223,4825	223,4825	223,4825	-
4	Beban Lalu-lintas	154,3287	514,4289	668,7576	411,5431	-	385,8217
5	Gaya rem	75	250	325	200	-	187,5
6	Beban Angin pada Struktur arah x	-	13,49775	-	-	31,49475	-
7	Beban Angin pada Struktur arah y	-	42,07666	-	-	98,17888	-
8	Beban Angin pada Kendaraan	-	37,7937	-	-	-	-
9	Beban Gempa arah x	1289,559	-	-	-	-	-
10	Beban Gempa arah y	1206,336	-	-	-	-	-
11	Gesekan	4,022684	4,022684	4,022684	4,022684	4,022684	-
	Total=	7616,552	4679,445	4815,406	4433,191	3951,322	573,3217

2. Pembesian Pilar

13. Pembesian *Pile cap*

Dimensi :

Tebal,	$h =$	2,00	m
Lebar,	$B_y =$	10,00	m
Panjang,	$B_x =$	9,40	m
		4,40	m
		2,00	m
Momen ultimit,	$M_{ux} =$	163980,26	kNm
Gaya geser ultimit,	$P_u =$	23387,63	kN

Tegangan yang terjadi pada dasar pilecap,

$$\begin{aligned}
 \sigma \text{ terjadi} &= \Sigma p_u / A + \Sigma M_u / (1/6 * B \text{ pilecap} * L \text{ pilecap}^2) \\
 &= \Sigma p_u / (B_y + B_x) + \Sigma M_u / (1/6 * B_y * B_x^2) \\
 &= 2319,0401 \quad \text{kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Momen rencana pile cap ditinjau selebar 1 m,

$Q_u = \sigma \text{ terjadi} \times 1$	$=$	2319,0401	kN/m
$M_{ru} = 1/2 \times Q_u \times b^2$	$=$	22448,3084	kN.m/m
Momen rencana ultimit,	$M_u =$	22448,31	kNm/m
Kualitas Beton :		K – 350	
Kuat tekan beton,	$f_c =$	30,00	Mpa
Kualitas Besi :		420B	
Tegangan leleh besi,	$f_y =$	420,00	Mpa
Tebal beton,	$h =$	2000,00	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' =$	50,00	mm
Modulus elastis besi,	$E_s =$	200000,00	MPa
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 =$	0,85	
$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$			
$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - 1/2 * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,77$			
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi =$	0,80	
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi =$	0,60	
Tebal aktual,	$d = h - d' =$	1950,00	mm

Lebar yang ditinjau, $b = 1000,00 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 28060,39 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = M_n \cdot 10^6 / (b \cdot d) = 7,379 \quad R_n < R_{\max} \text{ (OK)}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan :

$$\rho = 0.85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n / (0.85 \cdot f_c')}] = 0,02$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{\min} = 1.4 / f_y = 0,00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan, $\rho = 0,02131$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 4155,42 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 29 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / A_s = 159,02$$

Digunakan tulangan, $D = 29 - 150$

$A_s = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / s = 4405,24 \text{ mm}$

Untuk tulangan bagi (20-50)% tulangan pokok diambil 40 %

$$A_s' = 40\% \cdot A_s = 1762,10 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 19 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / A_s' = 313,89 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, $D22 - 300 \text{ mm}$

$$A_s' = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot b / s' = 2471,86 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan susut $D22 - 600 \times 600 \text{ mm}$

14. Pembesian Kepala Pilar

a. Tulangan lentur positif

Momen rencana ultimit, $M_u = 2237,92 \text{ kNm/m}$

Kualitas Beton : $K - 350$

Kuat tekan beton, $f_c = 30,00 \text{ Mpa}$

Kualitas Besi :	420B
Tegangan leleh besi,	$f_y = 420,00 \text{ Mpa}$
Tebal beton,	$h = 4020,00 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' = 50,00 \text{ mm}$
Modulus elastis besi,	$E_s = 200000,00 \text{ MPa}$
Faktor bentuk distribusi tegangan beton,	$\beta_1 = 0,85$
$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$	
$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,77$	
Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi = 0,80$
Faktor reduksi kekuatan geser,	$\phi = 0,60$
Tebal aktual,	$d = h - d' = 3970,00 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau,	$b = 1500,00 \text{ mm}$
Momen nominal rencana,	$M_n = M_u / \phi = 2797,40 \text{ kNm}$
Faktor tahanan momen,	$R_n = M_n * 10^6 / (b * d) = 0,118 \text{ R}_n < R_{max} \text{ (OK)}$
Perbandingan tulangan yang diperlukan :	
$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c')}] = 0,00028$	
Perbandingan tulangan minimum,	
$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0,00333$	
Perbandingan tulangan yang digunakan,	
$\rho = 0,00333$	
Luas tulangan yang diperlukan,	
$A_s = \rho * b * d = 19850,00 \text{ mm}^2$	
Diameter tulangan yang digunakan,	$D = 32 \text{ mm}$
Luas penampang tulangan,	
$A_d = \pi / 4 * D^2 = 804,25$	
Dibutuhkan jumlah tulangan,	$n' = 24,68$
Dipakai jumlah tulangan,	$n = 26,00$
Luas tulangan yang digunakan,	
$A_s' = 20910,44$	

- Maka di gunakan tulangan 26D - 32 mm
- b. Tulangan lentur negatif
- Momen rencana ultimit, $M_u = 8545,92 \text{ kNm/m}$
- Kualitas Beton : K - 350
- Kuat tekan beton, $f_c = 30,00 \text{ Mpa}$
- Kualitas Besi : 420B
- Tegangan leleh besi, $f_y = 420,00 \text{ Mpa}$
- Tebal beton, $h = 4020,00 \text{ mm}$
- Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 50,00 \text{ mm}$
- Modulus elastis besi, $E_s = 200000,00 \text{ MPa}$
- Faktor bentuk distribusi tegangan beton, $\beta_1 = 0,85$
- $$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$$
- $$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,77$$
- Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,80$
- Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$
- Tebal aktual, $d = h - d' = 3970,00 \text{ mm}$
- Lebar yang ditinjau, $b = 1500,00 \text{ mm}$
- Momen nominal rencana,
- $$M_n = M_u / \phi = 10682,40 \text{ kNm}$$
- Faktor tahanan momen,
- $$R_n = M_n * 10^6 / (b * d) = 0,452 \quad R_n < R_{max} \quad (\text{OK})$$
- Perbandingan tulangan yang diperlukan :
- $$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c')}] = 0,00109$$
- Perbandingan tulangan minimum,
- $$\rho_{min} = 1.4 / f_y = 0,00333$$
- Perbandingan tulangan yang digunakan,
- $$\rho = 0,00333$$
- Luas tulangan yang diperlukan,
- $$A_s = \rho * b * d = 19850,00 \text{ mm}^2$$
- Diameter tulangan yang digunakan, D - 32 mm

Luas penampang tulangan

$$A_d = \pi / 4 * D^2 = 804,25 \text{ mm}$$

Dibutuhkan jumlah tulangan, $n' = 24,68$

Dipakai jumlah tulangan, $n = 26,00$

Luas tulangan yang digunakan

$$A_s' = 20910,44 \text{ mm}$$

Maka di gunakan tulangan $26D - 32 \text{ mm}$

c. Tulangan bagi

Untuk tulangan Bagi (20-50)% tulangan pokok diambil 20 %,

$$A_s' = 3970 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 19850,00$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D - 19 \text{ mm}$

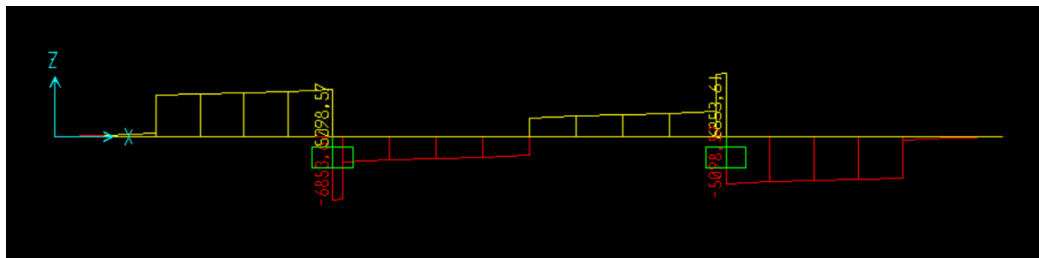
Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 * D^2 * d / A_s' = 283,64 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, $D19 - 250 \text{ mm}$

$$A_s' = \pi / 4 * D^2 * d / s' = 4504,25 \text{ mm}^2$$

d. Tulangan geser kepala pilar



Gambar 4. 118 Gaya geser yang terjadi di kepala pilar

$$V_u = 6853,068 \text{ kN}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 1500 \text{ mm}$$

$$h = 4020 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 3970 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,6$$

Kekuatan beton menahan geser

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'c} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$= 5436,1463$$

- t. $\phi \cdot 0.5 \cdot V_c = 1630,844 \text{ kN}$, Maka $V_u > \phi \cdot 0.5 \cdot V_c$ (Perlu tulangan Geser)
- u. $\phi \cdot V_c = 3261,6878 \text{ kN}$, Maka $\phi \cdot 0.5 \cdot V_c > V_u > \phi \cdot V_c$ (Tentukan jumlah tulangan/perbesar penampang)
- v. $V_u - \phi V_c = 3591,3801 \text{ kN}$, Maka $(V_u - \phi V_c) < 0.67 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$
- w. $0.67 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'c} = 21853,3084 \text{ kN}$ (Menentukan jumlah tulangan untuk menahan kelebihan tulangan geser, V_s)

Menghitung sisa gaya geser dari gaya geser kapasitas yang harus di tahan,

V_s

$$V_n = V_u / \phi = 11421,78 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 5985,63 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan geser, D - 29 mm

$$A_v = \pi / 4 \cdot D^2 = 660,5198$$

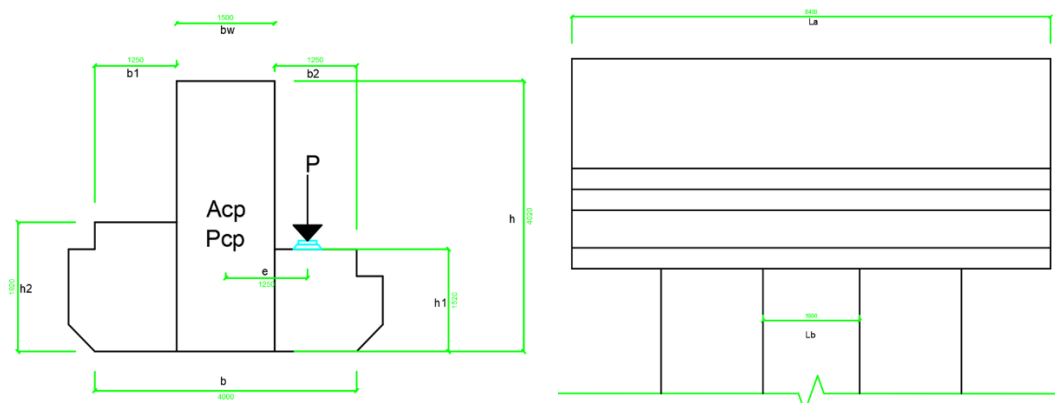
Jarak yang diperlukan,

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 183,999 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan geser

D29 - 150 mm

e. Torsi



Gambar 4. 119 Momen torsi di kepala pilar

$$b_w = 1500 \text{ mm}$$

$$b_1 = 1250 \text{ mm}$$

$$b_2 = 1250 \text{ mm}$$

$$h_1 = 1520 \text{ mm}$$

$$h_2 = 1920 \text{ mm}$$

$$h = 4020 \text{ mm}$$

$$b = 4000 \text{ mm}$$

$$e = 1250 \text{ mm}$$

$$L_a = 9400 \text{ mm}$$

$$L_b = 1900 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,7$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

Luas Penampang yang menahan torsi,

$$A_{cp} = b_w \cdot h = 6030000 \text{ mm}^2$$

Keliling penampang yang menahan torsi,

$$P_{cp} = 2 \cdot (b_w + h) = 11040 \text{ mm}$$

Kemampuan penampang (tanpa tulangan) menahan torsi,

$$T_{ub} = \frac{\phi \cdot \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 1052,3082 \text{ kNm}$$

Beban yang menyebabkan puntir yang diterima gelagar

$$\text{Setengah Beban mati struktur atas kanan} = 709,7485181 \text{ kN}$$

$$\text{Setengah Beban mati tambahan kanan} = 330,5297775 \text{ kN}$$

$$\text{Setengah Beban lalu lintas kanan} = 709,7485181 \text{ kN}$$

$$\text{Total P} = 1750,026814 \text{ kN}$$

Besar total beban,

$$q = P/L_a = 186,1730653 \text{ kN/m}$$

Gaya puntir yang terjadi,

$$M_{tu} = q \cdot e = 232,7163316 \text{ kNm/m}$$

Besar torsi pada tumpuan,

$$T_u = 0.5 \cdot M_{tu} \cdot L_b = 221,080515 \text{ kNm}$$

$$T_u < T_{ub} \text{ (tidak perlu tul.torsi)}$$

15. Pembesian kaki pilar

a. Rekapitulasi kombinasi beban pada kolom pilar

6	EKSTREM I	20844,00	12114,00
Nilai momen terbesar terjadi pada kondisi Ekstrem I:			
Pu =	20844,000	kN	
Mu =	12114,000	kNm	115083

b. Perhitungan sifat penampang kolom

Dimensi breastwall:

$$\text{Lebar} = b = 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi} = h = L = 19,00 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutment, dengan Lebar tinjauan (b)} = 2,50 \text{ m}$$

$$By = 2,500 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastik: } Ec &= 25742,960 \text{ Mpa} \\ &= 25742960,203 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang, } Ac &= b \times By \\ &= 6,250 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia: } Ic &= 1/12 \times By^3 \times b \\ &= 3,255 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jari-jari gravitasi: } rc &= \sqrt{\frac{Ic}{Ac}} \\ &= 0,722 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Cek kelangsingan kolom

Faktor panjang efektif (K) menggunakan pedoman pada gambar 4.120 dibawah ini

	Kolom Tak Bergoyang			Kolom Bergoyang		
Bentuk tekuk						
Faktor panjang efektif (k)	0.70	0.85	1.00	1.2	2.2	2.2
Simbol untuk keadaan penahan ujung	 = Rotasi terjepit, translasi terjepit  = Rotasi bebas, translasi terjepit			 = Rotasi terjepit, translasi bebas  = Rotasi bebas, translasi bebas		

Gambar 4. 120 Bentuk tekuk kolom beserta faktor panjang efektif (k).

Faktor panjang efektif, $K = 2,2$

Nilai kelangsingan, $= K \times L / r_c$
 $= 57,91977901 > 22,00$

Sehingga perhitungan faktor pembesaran momen adalah:

Beban mati kolom:

$$DL = PMS + PMA = 3817,63 \text{ kN}$$

Beban lalu lintas kolom:

$$LL = PTD + PTP = 514,43 \text{ kN}$$

Perbandingan beban mati terhadap beban hidup

$$\beta_d = DL / (DL + LL) = 0,881250594$$

Kekakuan lentur kolom

$$EI = \frac{0,4 \times E_c \times I_c}{1 + \beta_d} = 17817657,86 \text{ kNm}^2$$

Beban tekuk

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K + L)^2} = 1466,4876 \text{ kN}$$

Faktor Pembesaran momen

$$\delta = \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{0,75 \times P_c}\right)} = 1,07646$$

Momen ultimit desain

$$Mu = \delta \times Mu = 13040,2474 \text{ kNm}$$

d. Desain tulangan pokok

Perhitungan tulangan pokok dilakukan menggunakan metode diagram $M_n - \phi P_n$ dengan faktor reduksi sebesar $\phi = 0,9$ untuk momen (M_u) dan $\phi = 0,65$ untuk gaya aksial (P_u). Berdasarkan RSNI T-12 (2004), apabila dinding memiliki tebal lebih dari 200 mm, maka tulangan horizontal maupun vertikal harus dipasang dalam dua lapisan yang ditempatkan dekat dengan muka dinding.

Gaya tekan ultimit,	P_u	=	20844,000	kN
Momen ultimit desain,	M_u	=	13040,247	kNm
Kualitas beton,	f_c'	=	30,000	

Mpa

Tegangan leleh besi,	f_y	=	420,000	MPa
Lebar,	b	=	2500	mm
Tinggi,	h	=	2500	mm
Luas penampang kolom,	A_{kolom}	=	6250000	m^2
Selimit beton,	d_b	=	50	mm

Diameter tulangan pokok,	d_p	=	32	mm
Diameter tulangan geser,	d_g	=	19	mm
Spasi tulangan,	s	=	50	mm
Jarak tulangan ke luar beton,	$d' = d_b + d_g + s + 1,5d_p$	=	167	mm
Tinggi aktual,	d	=	$h - d' = 2333$	mm

Luas tulangan pokok,

$$A_d = 0.25 \cdot \pi \cdot d_p^2 = 804,571 \text{ mm}^2$$

Faktor distribusi tegangan beton, $\beta = 0,83571$

Tabel 4. 198 Luas tulangan yang dibutuhkan berdasarkan perbandingan tulangan kaki pilar

$\rho =$	1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%
Rumus : $\rho \times b \times h$								
Luas tulangan yang diperlukan (As)	62500	125000	187500	250000	312500	375000	437500	500000

Tabel berikut menyajikan rekapitulasi desain tulangan berdasarkan hasil perhitungan nilai ϕM_n dan ϕP_n untuk setiap kondisi. Perhitungan dilakukan melalui beberapa percobaan (trial) dengan variasi persentase luas tulangan longitudinal terhadap luas penampang bruto beton pada satu sisi, masing-masing sebesar 1%, 2%, 3%, 4%, 5%, 6%, 7% dan 8%. Hubungan antara ϕM_n dan ϕP_n divisualisasikan pada diagram yang ditampilkan pada gambar berikut.

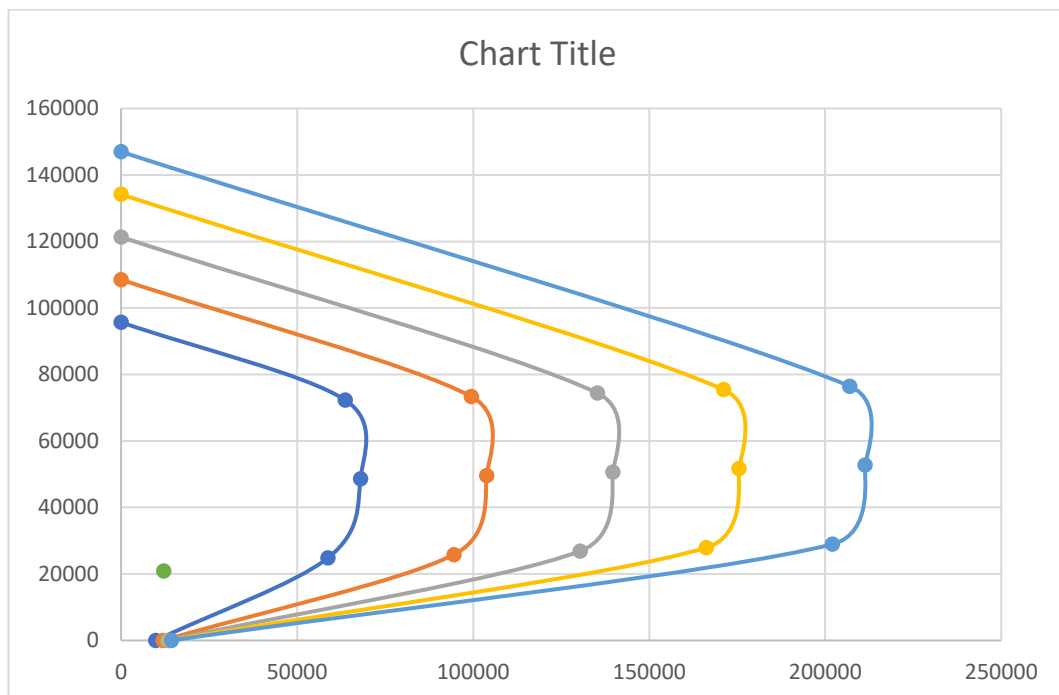
Tabel 4. 199 Rekapitulasi desain tulangan kaki pilar

$\rho =$		1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%
KONDISI DESAK SENTRIS									
ϕM_n	kNm	0	0	0	0	0	0	0	0
ϕP_n	kN	95696	108518	121339	134160	146981	159803	172624	185445
KONDISI BALANCE									
ϕM_n	kNm	67988	103824	139659	175495	211330	247166	283001	318836
ϕP_n	kN	48560	49596	50632	51668	52704	53740	54776	55812
KONDISI PATAH DESAK									
ϕM_n	kNm	63625	99461	135296	171131	206967	242802	278638	314473
ϕP_n	kN	72323	73359	74395	75430	76466	77502	78538	79574
KONDISI PATAH TARIK									
ϕM_n	kNm	58725	94561	130396	166231	202067	237902	273738	309573
ϕP_n	kN	24798	25834	26870	27906	28942	29978	31014	32050

$\rho =$		1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%
KONDISI LENTUR MURNI									
ϕMn	kNm	9835	11938	13089	13823	14326	14684	14945	15135
ϕPn	kN	0	0	0	0	0	0	0	0

	1%		2%		3%		4%	
Kondisi	ϕMn	ϕPn	ϕMn	ϕPn	ϕMn	ϕPn	ϕMn	ϕPn
Desak sentris	0	95696	0	108518	0	121339	0	134160
Patah desak	63625	72323	99461	73359	135296	74395	171131	75430
Balance	67988	48560	103824	49596	139659	50632	175495	51668
Patah tarik	58725	24798	94561	25834	130396	26870	166231	27906
Lentur Murni	9835	0	11938	0	13089	0	13823	0

	5%		6%		7%		8%	
Kondisi	ϕMn	ϕPn	ϕMn	ϕPn	ϕMn	ϕPn	ϕMn	ϕPn
Desak sentris	0	146981	0	159803	0	172624	0	185445
Patah desak	206967	76466	242802	77502	278638	78538	314473	79574
Balance	211330	52704	247166	53740	283001	54776	318836	55812
Patah tarik	202067	28942	237902	29978	273738	31014	309573	32050
Lentur Murni	14326	0	14684	0	14945	0	15135	0



Gambar 4. 121 Kurva interaksi untuk kaki pilar

e. Tulangan kolom

Tulangan lentur

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times h = 62500,00 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan,

$$n = A_{s \text{ perlu}} / A_d = 77,68$$

Jumlah tulangan yang diperlukan,

$$n = 78,00 \text{ mm}$$

Luas tulangan terpasang,

$$A_s \text{ terpasang} = A_d \times n = 62756,57 \text{ mm}^2$$

Cek tulangan,

$$A_{s \text{ min1}} = 1,4 / f_y \times b \times d = 19441,67 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan

78D - 32

Tulangan Bagi

Untuk tulangan bagi diambil 20-50% tulangan pokok. Dipakai 20%

$$A_{s'} = 20\% \times A_s = 12551,31 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan,

D - 29 mm

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s' = \pi / 4 * D2 * b / A_s' = 131,62 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan, D29 - 300

Tulangan Geser

$$H_u = 11399 \text{ kN}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 2500 \text{ mm}$$

$$h = 2500 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 2450 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,6$$

Kekuatan beton menahan geser,

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$= 5591,3344 \text{ kN}$$

$\phi * 0.5 * V_c = 1677,4 \text{ kN}$, Maka $V_u > \phi * 0.5 * V_c$ (Perlu tulangan Geser)

$\phi * V_c = 3354,8 \text{ kN}$, Maka $\phi * 0.5 * V_c > V_u > \phi * V_c$ (Tentukan jumlah tulangan/perbesar penampang)

$V_u - \phi V_c = 8044,199 \text{ kN}$, Maka $(V_u - \phi V_c) < 0.67 * b_w * d * \sqrt{f'_c}$

$0.67 * b_w * d * \sqrt{f'_c} = 22477,164 \text{ kN}$ (Menentukan jumlah tulangan untuk menahan kelebihan tulangan geser, V_s)

Menghitung sisa gaya geser dari gaya geser kapasitas yang harus di tahan ,

V_s

$$V_n = V_u / \phi = 18998,33 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 13407,00 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan geser D - 22 mm

$$A_v = \pi / 4 * D^2 * 6 = 2280,796267$$

Jarak yang diperlukan

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 175,053 \text{ mm}$$

Maka di pakai sengkang 6 kaki dengan jarak D22 - 150 mm

4. Pembesian balok transversal

Dimensi;

$$B = 2000 \text{ mm}$$

$$H = 2000 \text{ mm}$$

$$M_u = 3166 \text{ kNm}$$

$$V_u = 4042 \text{ kN}$$

a. Tulangan lentur

Momen rencana ultimit,

$$M_u = 3166,00 \text{ kNm/m}$$

Kualitas Beton :

K - 350

Kuat tekan beton,

$$f_c = 30,00 \text{ Mpa}$$

Kualitas Besi :

420B

Tegangan leleh besi,

$$f_y = 420,00 \text{ Mpa}$$

Tebal beton,

$$h = 2000,00 \text{ mm}$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,

$$d' = 50,00 \text{ mm}$$

Modulus elastis besi,

$$E_s = 200000,00 \text{ MPa}$$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton,

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * f_c' / f_y * 600 / (600 + f_y) = 0,03$$

$$R_{max} = 0.75 * \rho_b * f_y * [1 - \frac{1}{2} * 0.75 * \rho_b * f_y / (0.85 * f_c')] = 7,77$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,

$$\phi = 0,80$$

Faktor reduksi kekuatan geser,

$$\phi = 0,60$$

Tebal aktual,

$$d = h - d' = 1950,00 \text{ mm}$$

Lebar yang ditinjau,

$$b = 2000,00 \text{ mm}$$

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi = 3957,50 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = M_n * 10^6 / (b * d) = 0,520 \quad R_n < R_{max} \quad \textbf{(OK)}$$

Perbandingan tulangan yang diperlukan;

$$\rho = 0.85 * f_c' / f_y * [1 - \sqrt{1 - 2 * R_n / (0.85 * f_c')}] = 0,00125$$

Perbandingan tulangan minimum,

$$\rho_{\min} = 1.4 / f_y = 0,00333$$

Perbandingan tulangan yang digunakan,

$$\rho = 0,00333$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 13000,00 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D - 32 mm

Luas penampang tulangan

$$A_d = \pi / 4 \cdot D^2 = 804,25 \text{ mm}^2$$

Dibutuhkan jumlah tulangan, n' = 16,16

Dipakai jumlah tulangan, n = 18,00

Luas tulangan yang digunakan A_s' = 14476,46

Maka di gunakan tulangan D32 - 18 mm

b. Tulangan geser

$$H_u = 4042 \text{ kN}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$b_w = 2000 \text{ mm}$$

$$h = 2000 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1950 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,6$$

Kekuatan beton menahan geser,

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$= 3560,2 \text{ kN}$$

$\phi \cdot 0,5 \cdot V_c = 1068,06 \text{ kN}$, Maka $V_u > \phi \cdot 0,5 \cdot V_c$ (Perlu tulangan Geser)

$\phi \cdot V_c = 2136,12 \text{ kN}$, Maka $\phi \cdot 0,5 \cdot V_c > V_u > \phi \cdot V_c$ (Tentukan jumlah tulangan/perbesar penampang)

$V_u - \phi V_c = 1905,88 \text{ kN}$, Maka $(V_u - \phi V_c) < 0,67 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$

$0.67 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c'} = 14312 \text{ kN}$ (Menentukan jumlah tulangan untuk menahan kelebihan tulangan geser, V_s)

Menghitung sisa gaya geser dari gaya geser kapasitas yang harus di tahan , V_s

$$V_n = V_u / \phi = 6736,67 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 3176,47 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan geser, D - 19 mm

$$A_v = \pi / 4 \cdot D^2 \cdot 6 = 1134,11$$

Jarak yang diperlukan

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 292,413 \text{ mm}$$

Maka di pakai sengkang 4 kaki dengan jarak , D19 - 250 mm

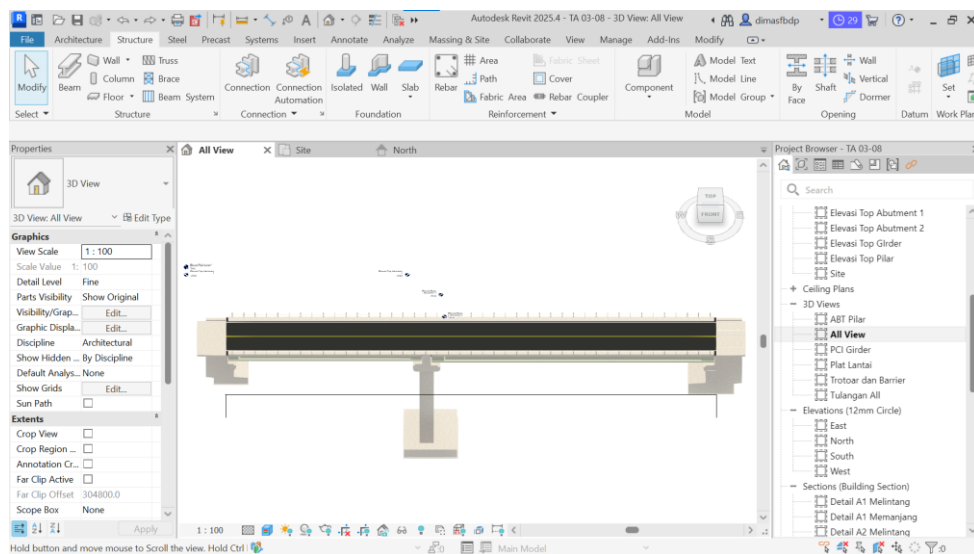
4.4 Pemodelan 3D Jembatan Menggunakan *Autodesk Revit*

Setelah menyelesaikan perhitungan analisis struktur atas maupun struktur bawah jembatan, langkah berikutnya adalah melakukan pemodelan tiga dimensi (3D) menggunakan Autodesk Revit. Dimensi struktur yang dipakai dalam pemodelan berasal dari hasil analisis perhitungan sebelumnya. Pemodelan difokuskan hanya pada elemen struktural dan arsitektural jembatan, meliputi beton, detail pembesian, serta komponen struktural lainnya. Adapun tahapan pemodelan Jembatan STA 14+633 – 14+750 Pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lot 1B Brumbun – Pantai Sine Kabupaten Tulungagung dengan perangkat lunak Autodesk Revit 2025 dapat diuraikan sebagai berikut:

1. Persiapan Proyek
 - a. Buka Revit dan pilih template Structural Template.
 - b. Tentukan satuan (meter atau milimeter) dan skala proyek.
 - c. Buat levels untuk ketinggian pondasi, kolom, balok, dan deck jembatan.
2. Membuat Grid dan Referensi
 - a. Tambahkan grid lines memanjang dan melintang sesuai sumbu jembatan.
 - b. Gunakan reference planes untuk menentukan batas abutment, pier, dan span.
3. Membuat Pilar dan Abutment

- a. Gunakan tool Structural Column → pilih tipe beton atau besi.
 - b. Tentukan tinggi dan posisi kolom sesuai layout jembatan.
 - c. Gunakan Copy/Array untuk membuat pier berulang pada span yang sama.
4. Membuat Balok / Girder
 - a. Gunakan tool Beam → pilih material dan tipe balok (precast atau in-situ).
 - b. Tempatkan balok di atas pier atau kolom.
 - c. Gunakan Beam System jika ingin membuat balok secara otomatis mengikuti path tertentu.
5. Membuat Deck / Lantai Jembatan
 - a. Gunakan tool Floor → pilih tipe deck jembatan (beton bertulang, beton pracetak).
 - b. Atur thickness dan boundary deck sesuai lebar jembatan.
 - c. Pastikan deck menempel pada girder/beam yang telah dibuat.
6. Menambahkan Elemen Tambahan
 - a. Gunakan Railings untuk pagar jembatan.
 - b. Tambahkan sidewalk, barrier, expansion joint, atau elemen lain sesuai desain.
 - c. Gunakan Structural Framing untuk elemen penopang tambahan jika ada.
7. Menentukan Material dan Properti
 - a. Tentukan material untuk setiap elemen (beton, besi, aspal).
 - b. Atur properti teknis seperti kekuatan material, tebal, dan tipe struktur.
8. Mengatur Tampilan 3D
 - a. Masuk ke 3D View untuk melihat keseluruhan jembatan.
 - b. Gunakan Section Box untuk fokus pada area tertentu (misal pier atau abutment).
 - c. Atur visibility/graphics untuk menampilkan atau menyembunyikan elemen tertentu.
9. Cek dan Simpan Model
 - a. Periksa dimensi, ketinggian, dan koneksi antar elemen.
 - b. Lakukan pengecekan sederhana untuk memastikan tidak ada tabrakan elemen.

- c. Simpan model sebagai file Revit (*.rvt).
10. Ekspor untuk Integrasi
 - a. Ekspor model ke format NWC jika ingin diintegrasikan dengan Navisworks untuk 4D/5D BIM.



Gambar 4. 122 Permodelan 3D jembatan

4.5 Perencanaan Rancangan Anggaran Biaya Menggunakan *Microsoft Excel*

Setelah pemodelan tiga dimensi (3D) selesai dilakukan, data *quantity take-off* yang diperoleh dari Autodesk Revit digunakan sebagai acuan utama untuk perhitungan volume masing-masing pekerjaan. Dalam proses penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB), perencana mengidentifikasi dan menyusun seluruh item pekerjaan yang berkaitan dengan pelaksanaan proyek secara sistematis. Berikut adalah tahapan perencanaan biaya Jembatan STA 14+633 – 14+750 Pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lot 1B Brumbun – Pantai Sine Kabupaten Tulungagung :

1. Penentuan item pekerjaan untuk Jembatan STA 14+633 – 14+750 Pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lot 1B Brumbun – Pantai Sine Kabupaten Tulungagung dilakukan dengan merujuk pada dasar pembayaran yang tercantum dalam Spesifikasi Umum 2018 Untuk Pekerjaan Konstruksi

Jalan Dan Jembatan (Revisi 2). Setiap item pekerjaan juga dikelompokkan sesuai dengan divisi yang bertanggung jawab, sehingga memudahkan pengelolaan dan koordinasi dalam pelaksanaan proyek

2. Penyusunan Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) untuk masing-masing item pekerjaan dilakukan dengan merujuk pada harga satuan pokok kegiatan pemerintah provinsi Jawa Timur tahun 2022. Sedangkan analisis kebutuhan pekerja, bahan, dan peralatan setiap item pekerjaan mengacu pada Harga Satuan Pekerjaan (HSP) Konstruksi Bidang Bina Marga edisi ke-1 tahun 2024
3. Setelah menyusun AHSP, tahapan selanjutnya adalah mengalikan volume tiap item pekerjaan dengan masing-masing AHSP.
4. Seluruh total biaya perdivisi yang telah dikelompokkan tadi adalah harga total proyek.
5. Harga proyek kemudian ditambahkan dengan Pajak Pertambahan Nilai (PPN) sebesar 12%. Hasil penjumlahan ini menjadi dasar perhitungan Rencana Anggaran Biaya (RAB) untuk Jembatan STA 14+633 – 14+750 Pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lot 1B Brumbun – Pantai Sine Kabupaten Tulungagung, yang mencerminkan total biaya proyek termasuk pajak secara lengkap.

Hasil analisa harga satuan pekerjaan secara dan rekapitulasi perhitungan rancangan anggaran biaya dilihat di lampiran.

4.6 Penjadwalan Proyek Menggunakan *Microsoft Project*

Setelah melakukan perhitungan dalam penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB), tahapan selanjutnya adalah perencanaan penjadwalan proyek. Proses ini dilakukan menggunakan Microsoft Project dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Penjadwalan awal dilakukan menggunakan Microsoft Excel, dengan durasi pekerjaan dalam satuan minggu.
2. Bobot pekerjaan dihitung dengan membagi total bobot dengan durasi, sehingga diperoleh bobot per minggu.

3. Bobot per minggu disusun sesuai urutan tahapan pekerjaan dan syarat pelaksanaan setiap kegiatan.
 4. Bobot mingguan diakumulasikan menjadi bobot rencana per minggu, lalu dikumulatifkan menjadi bobot kumulatif rencana.
 5. Dari bobot kumulatif dibuat Kurva S, grafik yang menunjukkan progres proyek; bentuk huruf S menandakan penjadwalan yang baik.
 6. Selanjutnya, penjadwalan dilakukan menggunakan Microsoft Project.
 7. Seluruh item pekerjaan dimasukkan ke kolom Task Name, harga pekerjaan ke kolom Cost, dan durasi ke kolom Duration.
 8. Task Mode diatur menjadi Auto Schedule.
 9. Hubungan antarpekerjaan ditambahkan pada kolom Predecessors sesuai urutan pada Kurva S.
 10. Network diagram dicek untuk memastikan kesesuaian dengan Kurva S yang telah dibuat
- Hasil penjadwalan dan network diagram dapat dilihat dalam lampiran.

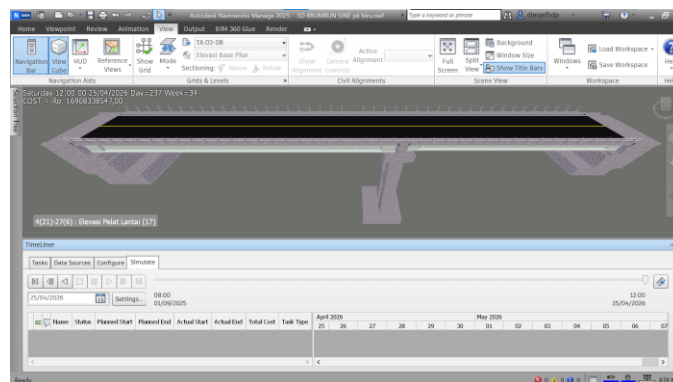
4.7 Integrasi 5D Menggunakan Autodesk Naviswork

Setelah memperoleh permodelan 3D melalui Autodesk Revit dan dilakukan penjadwalan proyek melalui Microsoft Project, tahap selanjutnya adalah mengintegrasikan Building Information Modeling (BIM). Perencanaan 4D dilaksanakan menggunakan Autodesk Navisworks. Langkah-langkah penyusunan penjadwalan dengan Autodesk Navisworks adalah sebagai berikut.

1. Mengekspor file Revit ke format NWC untuk integrasi di Navisworks:
 - a. Buka file Revit yang akan diekspor.
 - b. Pilih menu Add-Ins → External Tools → Navisworks 2025. *(Jika opsi External Tools tidak muncul, instal Revit Exporter sesuai tahun Revit yang digunakan.)*
 - c. Simpan dan beri nama file dengan format .nwc.
2. Membuka file NWC di Navisworks:

Buka Navisworks, klik logo di kiri atas → Open, kemudian pilih file NWC yang telah disimpan.

3. Mengimpor file penjadwalan dari Microsoft Project:
 - a. Klik menu Timeliner → Data Resource → Add+, lalu pilih tipe file Ms Project yang sesuai (misal Ms Project 2021).
 - b. Atur Field Selector untuk ID, Start, dan Finish proyek. Penjadwalan akan otomatis muncul di bar yang tersedia.
4. Mendefinisikan penjadwalan dengan item pekerjaan di model jembatan:
 - a. Pilih item pekerjaan → menu Timeliner → Task, klik kanan pada penjadwalan yang dituju → Attach Current Selection.
 - b. Ubah kolom Task Type menjadi Construct.
 - c. Ulangi langkah ini hingga semua item pekerjaan terdefinisi sesuai rencana penjadwalan.
 - d. Mensimulasikan pekerjaan:
Klik Simulate pada Timeliner, kemudian tekan tombol Play untuk melihat simulasi progres proyek.



Gambar 4. 123 Integrasi menggunakan Autodesk Navisworks