

5.6 PERENCANAAN PILAR (*PIER*)

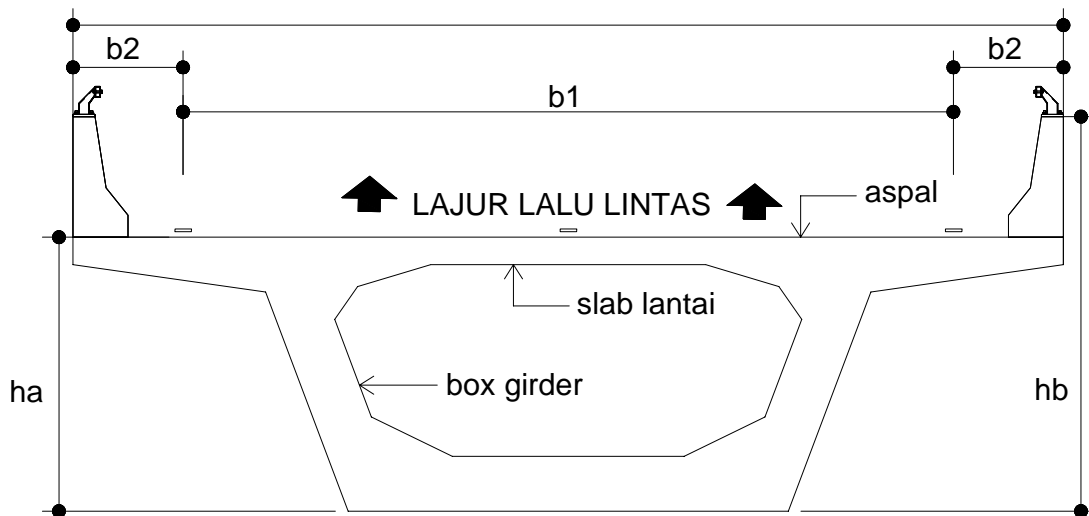
5.6.1 Data Perencanaan

1. Input Data Struktur Atas

Dimensi struktur atas yang direncanakan pada jembatan layang Jombor ini dapat dilihat pada data berikut ini:

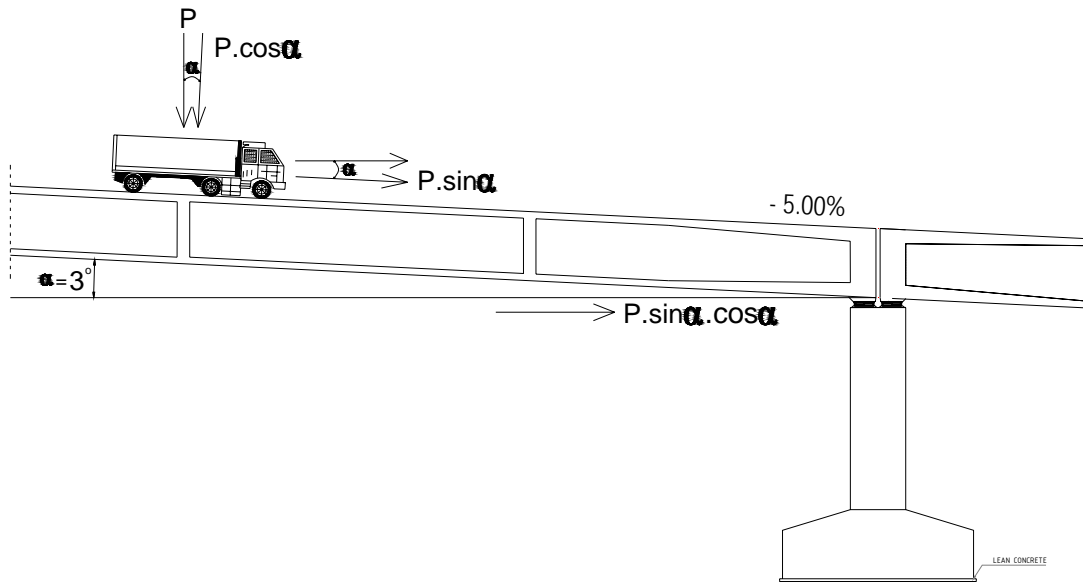
Lebar jalan (b_1)	= 7,0 m
Lebar jalan tepi (b_2)	= 1,0 m
Lebar total jembatan	= 9,0 m
Tebal <i>slab</i>	= 0,25 m
Tebal lapisan aspal (t_a)	= 0,1 m
Tinggi genangan air hujan	= 0,05 m
Tinggi <i>box girder</i> (h_a)	= 2,5 m
Tinggi bidang samping (h_b)	= 3,6 m

Tampang melintang jembatan dapat dilihat seperti pada gambar 5.64 dibawah ini:



Gambar 5.64 Tampang Melintang *Box Girder*

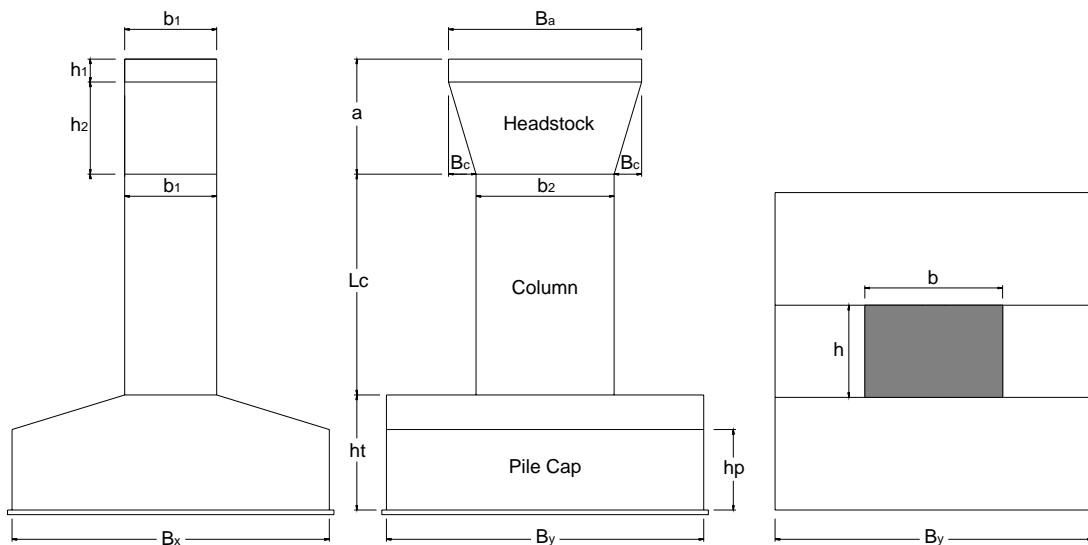
Tampang memanjang jembatan dapat dilihat seperti pada gambar 5.65 dibawah ini:



Gambar 5.65 Tampang Memanjang *Box Girder* Pada Tumpuan Pilar

2. Input Data Struktur Bawah

Dimensi *pier* yang direncanakan pada jembatan ini dapat dilihat pada gambar 5.66 berikut ini:



Gambar 5.66 Struktur Pilar (*pier*)

Tabel 5.77 Data Struktur Bawah *Pier* disajikan berikut ini:

HEAD STOCK						
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	TANAH DASAR <i>PILE CAP</i>		
Ba	4,20	h ₁	0,50	Berat volume, w _s =	18,40	kN/m ³
Bc	0,60	h ₂	2,00	Sudut gesek, φ =	30	°
<i>PIER WALL (COLUMN)</i>				Kohesi, C =	5	kPa
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	BAHAN STRUKTUR		
b	3,00	Lc	4,80	Mutu Beton	K - 300	
h	2,00	a	2,50	Mutu Baja Tulangan	U - 39	
<i>PILE CAP</i>				Spesific Grafity	kN/m ³	
NOTASI	(m)	NOTASI	(m)	Beton Bertulang, Wc =	25,0	
Hp	1,75	Bx	7,90	Beton Prategang, W'c =	25,5	
Ht	2,50	By	7,90			

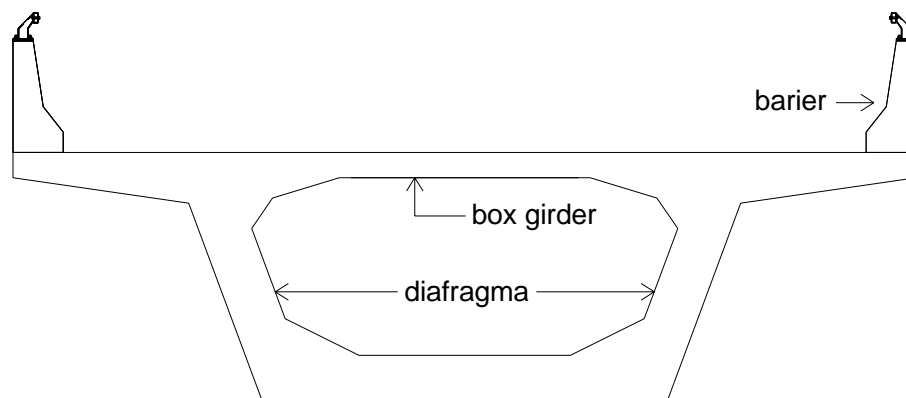
5.6.2 Perhitungan Beban Pada Pilar

1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu Berat Sendiri Struktur Atas, dan Berat Sendiri Struktur Bawah.

a. Berat Sendiri Struktur Atas

Berat sendiri struktur atas meliputi *slab*, blok prategang dan blok diafragma. Perhitungan berat sendiri struktur atas disajikan pada gambar 5.67 dan tabel 5.78 berikut ini:



Gambar 5.67 Penampang Berat Sendiri Struktur Atas

Tabel 5.78 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas

No	Beban	Parameter Volume				Berat Satuan (kN/m ³)	Beban (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n		
1	Box girder Prategang			50	1	187,7578	9387,889
2	Dinding Pagar Tepi (<i>barier</i>)			50	2	9,0625	906,2500
3	Diafragma			50	1	3,1738	158,687
							10452,826

Total berat sendiri $P_{MS} = 10452,826$ kN

Letak titik berat struktur atas terhadap pondasi,

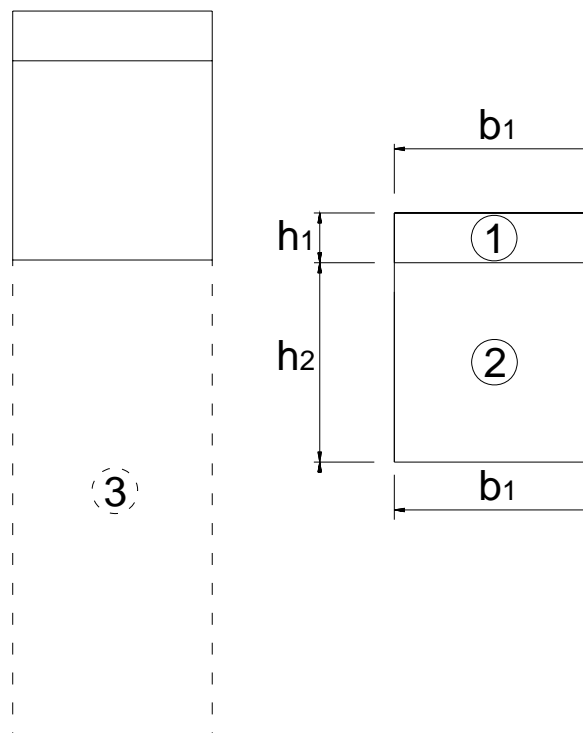
$$Z_a = ht + L_c + h_1 + h_2 + \text{elastomer} + h_a/2$$

$$= 2,50 + 4,80 + 2,50 + 0,30 + 3,60/2 = 11,90 \text{ m}$$

b. Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri *pier head*, kolom *pier* dan *pile-cap*. (lihat gambar 5.68)

1) Berat *pier head*



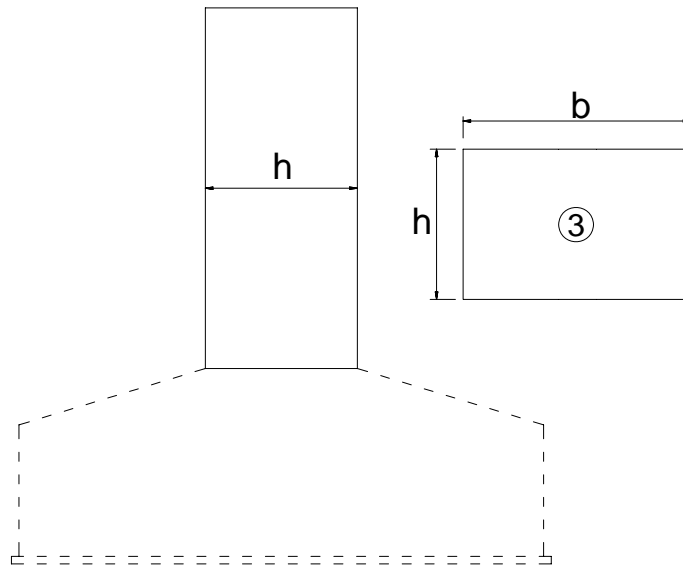
Gambar 5.68 Kepala Pilar (*Pier Head*)

Tabel 5.79 Dimensi *Pier Head*

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				Wc (kN/m ³)	BERAT (kN)	Lengan terhadap alas (m)		Statis Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	shape			y	(m)	
1	2,00	0,50	4,20	1,00	25,00	105,00	h ₂ +h ₁ /2	2,25	236,250
2	2,00	2,00	3,60	1,00	25,00	360,00	h ₂ /2	1,00	360,000
Berat <i>Headstock</i> ,					W _h =	465,00	kN	M _h =	596,250

$$\text{Letak titik berat terhadap alas, } y_h = \frac{M_h}{W_h} = \frac{596,250}{465,00} = 1,2823 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Letak titik berat terhadap dasar pondasi, } Z_h &= y_h + L_c + h_t \\ &= 1,2823 + 4,80 + 2,50 = 8,5823 \text{ m} \end{aligned}$$

2) Berat *Pier Wall (Column)*Gambar 5.69 *Pier Wall*Tabel 5.80 Dimensi *Pier Wall*

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BJ (kN/m ³)	BERAT (kN)	Lengan terhadap alas (m)		Statis Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	shape			y	(m)	
3	3,00	2,00	4,80	1,00	25,00	720,00	L _c /2	2,40	1728,00
Berat <i>Pier Wall</i>					W _c =	720,00	kN	M _c =	1728,00

$$\text{Letak titik berat terhadap alas, } y_c = \frac{M_c}{W_c} = \frac{1728,00}{720,00} = 2,40 \text{ m}$$

Letak titik berat terhadap dasar fondasi, $Z_c = y_c + h_t = 2,40 + 2,50 = 4,90$ m

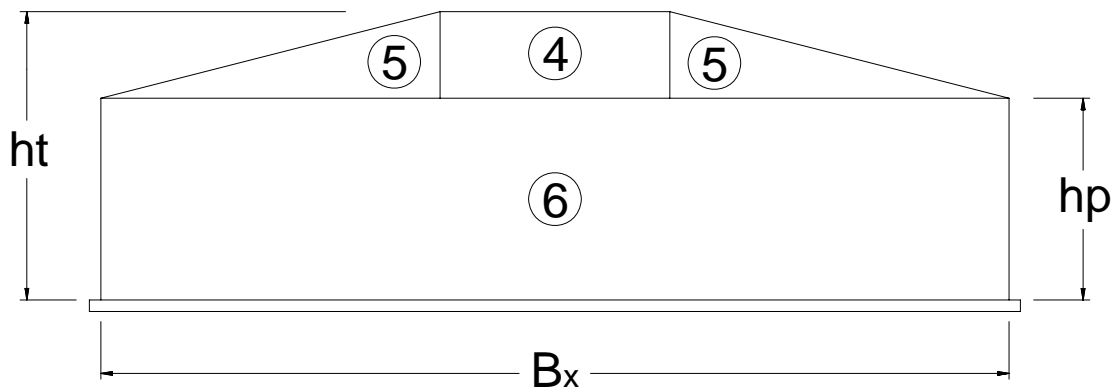
Luas penampang *pier wall*,

$$A = b \cdot h = 3,00 \cdot 2,00 = 6,00 \text{ m}^2$$

Lebar ekivalen terhadap dasar fondasi,

$$B_e = \frac{A}{h} = \frac{6,00}{2,00} = 3,00 \text{ m}$$

3) Berat *Pile cap*



Gambar 5.70 *Pile cap* Pilar

Tabel 5.81 Dimensi *Pile cap* Pilar

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BJ (kN/m ³)	BERAT (kN)	Lengan terhadap alas (m)		Statis Momen (kNm)	
	b (m)	h (m)	L (m)	shape			y	(m)		
4	2,00	0,75	7,90	1,00	25,00	296,25	$h_p + (h_t - h_p)/2$	2.125	629,531	
5	5,90	0,75	7,90	0,50	25,00	436,97	$h_p + (h_t - h_p)/3$	2.000	873,938	
6	7,90	1,75	7,90	1,00	25,00	2730,44	$h_p/2$	0.875	2389,133	
Berat <i>Pile cap</i>						$W_p =$	3463,66	kN	$M_p =$	3892,602

$$\text{Letak titik berat terhadap alas, } y_p = \frac{M_p}{W_p} = \frac{3892,602}{3463,66} = 1,12 \text{ m}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi, $Z_p = y_p = 1,12$ m

Tabel 5.82 Rekap Berat Sendiri Struktur Bawah (*Pier*)

No	Jenis Konstruksi	Berat (kN)
1	<i>Headstock (Pier head)</i> , Wh =	465,000
2	<i>Pier Wall (Column)</i> , Wc =	720,000
3	<i>Pile-Cap</i> , Wp =	3463,656
Total berat sendiri stuktur bawah, P _{MS} =		4648,656

Tabel 5.83 Beban Akibat Berat Sendiri (MS)

No	Berat Sendiri	Berat (kN)
1	Struktur Atas	10452,826
2	Struktur Bawah	4648,656
Total berat sendiri stuktur bawah, P _{MS} =		15101,483

Beban berat sendiri pada *Pier Wall*,

$$P_{MS} = P_{ms \text{ atas}} + W_h + W_c$$

$$= 10452,826 + 465,000 + 720,000 = 11637,826 \text{ kN}$$

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (*superimposed dead load*) adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural yaitu berupa lapis perkerasan aspal dan genangan air hujan. Perhitungan beban mati tambahan dapat dilihat pada tabel 5.84 berikut ini:

Tabel 5.84 Perhitungan Beban Mati Tambahan

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	W (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lapisan Aspal + <i>Overlay</i>	0,10	7,00	50,0	1	22,00	770
2	Dinding sandaran, lampu, dll	W	0,5	50,0	2	-	50
3	Instalasi ME	W	0,1	50,0	2	-	10
4	Air Hujan	0,05	9,00	50,0	1	9,80	220,725
							1050,725

$$\text{Total berat sendiri } P_{MA} = 1050,725 \text{ kN}$$

3. Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL).

Lebar jalur lalu lintas : $b_2 = 7 \text{ m}$

Bentang jembatan : $L = 50 \text{ m}$

a. Beban merata (UDL)

$$\begin{aligned} q &= 8,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa, untuk } L = 50 \text{ m} > 30 \text{ m} \\ &= 8,0 \left(0,5 + \frac{15}{50} \right) \\ &= 6,40 \text{ kPa} \end{aligned}$$

b. Beban garis (KEL)

$$p = 44 \text{ kN/m}$$

Akibat benda merata (UDL):

$$\begin{aligned} P_{Q_{TD}} &= (5,5 \cdot q \cdot L \cdot 100\%) + ((b_2 - 5,5) \cdot q \cdot L \cdot 50\%) \\ &= (5,5 \cdot 6,40 \cdot 50 \cdot 100\%) + ((7 - 5,5) \cdot 6,40 \cdot 50 \cdot 50\%) = 2000 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban garis (KEL) :

$$\begin{aligned} p' &= (5,5 \cdot p \cdot 100\%) + ((b_2 - 5,5) \cdot p \cdot 50\%) \\ &= (5,5 \cdot 44 \cdot 100\%) + ((7 - 5,5) \cdot 44 \cdot 50\%) = 275 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Faktor beban dinamis (DLA) untuk $L_e \leq 50 \text{ m}$

$$DLA = 0,4 - 0,0025 \cdot (L - 50) = 0,4 - 0,0025 \cdot (50 - 50) = 0,40$$

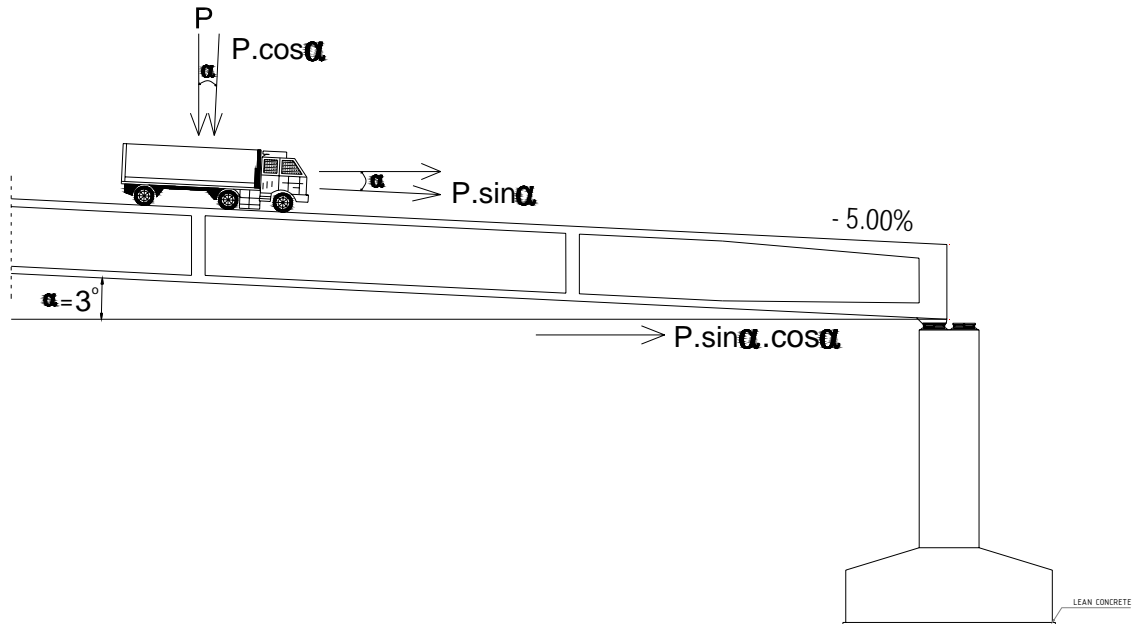
$$P_{TD} = (1 + DLA) \cdot p' = (1 + 0,40) \cdot 275 = 385 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup} + DLA = P_{Q_{TD}} + P_{TD} = 2000 + 385 = 2385 \text{ kN}$$

$$\text{Beban pada pilar akibat beban lajur “D”} = 2385 \text{ kN}$$

4. Beban Rem

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan (lihat gambar 5.71). Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut:



Gambar 5.71 Gaya Rem Pada Pilar

Untuk bangunan jembatan layang Jombor $L_t < 80$ m, maka gaya rem (T_{TB}) yang dipakai sebesar 250 kN.

Besar gaya yang bekerja pada gelagar adalah: $T_{TB} = 250$ kN

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap fondasi } (Y_{TB}) &= h_t + L_c + a + \text{elastomer} + h_a + t_{\text{aspal}} \\ &= 2,50 + 4,80 + 2,50 + 0,30 + 2,50 + 0,10 \\ &= 12,70 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen akibat gaya rem } (M_{TB}) = 12,70 \cdot 250 = 3175 \text{ kNm}$$

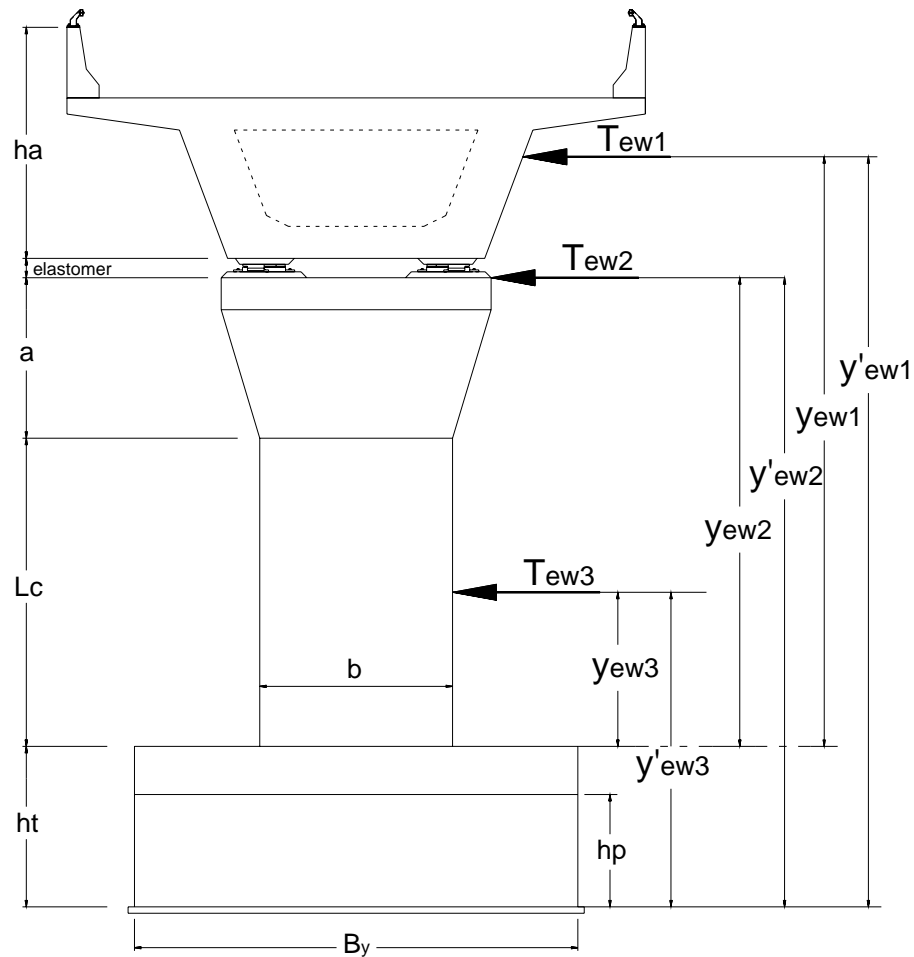
$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap } \textit{pier wall} (Y'_{TB}) &= L_c + a + \text{elastomer} + h_a + t_{\text{aspal}} \\ &= 4,80 + 2,50 + 0,30 + 2,50 + 0,10 \\ &= 10,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Momen akibat gaya rem } (M'_{TB}) = 10,20 \cdot 250 = 2550 \text{ kNm}$$

5. Beban Angin (EW)

a. Beban angin yang arah Y (melintang jembatan)

Arah beban angin tegak lurus arah memanjang jembatan seperti terlihat pada gambar 5.72 dibawah ini:



Gambar 5.72 Gaya Angin Arah Melintang Jembatan (arah Y) pada Pilar

1) Beban angin pada struktur atas

Beban angin yang bekerja pada struktur atas diperhitungkan dengan rumus :

$$T_{EW} = 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$

$$C_w = \text{Koefisien seret} = 1,2$$

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana} = 35 \text{ m/det}$$

$$L = 50 \text{ m}$$

$$h_a = 3,6 \text{ m}$$

$$A_b = \text{Luas bidang samping jembatan}$$

$$= L \cdot h_a = 50 \cdot 3,6 = 180 \text{ m}^2$$

Beban angin yang bekerja,

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b \\ &= 0,0006 \cdot 1,2 \cdot 35^2 \cdot 180 = 158,760 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pile-cap*,

$$\begin{aligned} &= h_t + L_c + a + \text{elastomer} + h_a / 2 \\ &= 2,50 + 4,80 + 2,0 + 0,50 + 0,30 + 3,60/2 = 11,90 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pile cap* akibat gaya angin, (M_{EW1})

$$= 158,760 \text{ kN} \cdot 11,90 \text{ m} = 1889,244 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom *pier*,

$$\begin{aligned} &= L_c + a + \text{elastomer} + h_a / 2 \\ &= 4,80 + 2,0 + 0,50 + 0,30 + 3,60/2 = 9,40 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada kolom *pier* akibat gaya angin, (M'_{EW1})

$$= 158,760 \text{ kN} \cdot 9,40 \text{ m} = 1492,344 \text{ kNm}$$

2) Beban pada *pier head*

Luas bidang samping pada struktur atas,

$$A_b = h \cdot a = 2,0 \cdot 2,5 = 5,0 \text{ m}^2$$

Beban angin yang bekerja

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b \\ &= 0,0006 \cdot 1,2 \cdot 35^2 \cdot 5,0 = 4,410 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pile-cap*,

$$\begin{aligned} &= h_t + L_c + a / 2 \\ &= 2,50 + 4,8 + (2,50/2) = 8,55 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pile cap* akibat gaya angin, (M_{EW2})

$$= 4,410 \text{ kN} \cdot 8,55 \text{ m} = 37,7055 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom *pier*,

$$\begin{aligned} &= L_c + a / 2 \\ &= 4,8 + (2,50/2) = 6,05 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada kolom *pier* akibat gaya angin, (M'_{EW2})

$$= 4,410 \text{ kN} \cdot 6,05 \text{ m} = 26,6805 \text{ kNm}$$

3) Beban angin *pier*

Jumlah *pier*, $n = 1$

Luas bidang samping pada struktur atas,

$$A_b = h \cdot L_c = 2,0 \cdot 4,80 = 9,60 \text{ m}^2$$

Beban angin yang bekerja,

$$\begin{aligned} T_{EW3} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot (Vw^2) \cdot A_b \\ &= 0,0006 \cdot 1,2 \cdot 35^2 \cdot 9,60 = 8,4672 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pile cap*,

$$= h_t + L_c / 2 = 2,50 + 4,80/2 = 4,90 \text{ m}$$

Momen pada *pile cap* akibat gaya angin (M_{EW3})

$$= 8,4672 \text{ kN} \cdot 4,90 \text{ m} = 41,4893 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom *pier*

$$= L_c / 2 = 4,80 / 2 = 2,40 \text{ m}$$

Momen pada kolom *pier* akibat gaya angin (M'_{EW3})

$$= 8,4672 \text{ kN} \cdot 2,40 \text{ m} = 20,3213 \text{ kNm}$$

Total beban angin pada pilar:

$$\begin{aligned} T_{EW} &= T_{EW1} + T_{EW2} + T_{EW3} \\ &= 158,760 \text{ kN} + 4,410 \text{ kN} + 8,4672 \text{ kN} \\ &= 171,6372 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total momen pada pondasi:

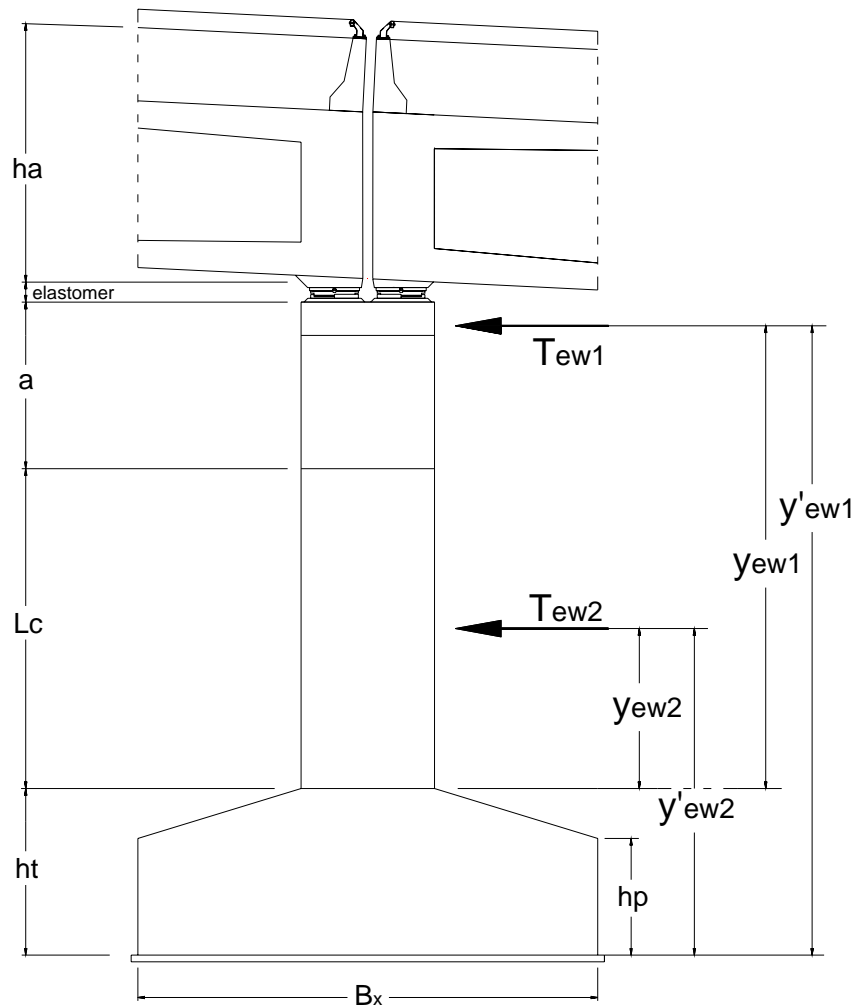
$$\begin{aligned} M_{EW} &= M_{EW1} + M_{EW2} + M_{EW3} \\ &= 1889,244 \text{ kNm} + 37,7055 \text{ kNm} + 41,4893 \text{ kNm} \\ &= 1968,43878 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total momen pada kolom pilar:

$$\begin{aligned} M'_{EW} &= M'_{EW1} + M'_{EW2} + M'_{EW3} \\ &= 1492,344 \text{ kNm} + 26,6805 \text{ kNm} + 20,3213 \text{ kNm} \\ &= 1539,3458 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Beban angin arah X (memanjang jembatan)

Arah beban angin tegak lurus arah melintang jembatan seperti terlihat pada gambar 5.73 di bawah ini:



Gambar 5.73 Gaya Angin Arah Memanjang Jembatan (arah X) pada Pilar

1) Beban angin *Pier head*

Luas bidang samping pada struktur atas,

$$\begin{aligned} Ab &= Ba \cdot h1 + (Ba - Bc) \cdot h2 \\ &= 4,20 \cdot 0,50 + (4,20 - 0,60) \cdot 2,0 = 9,30 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin yang bekerja

$$\begin{aligned} T_{w1} &= 0,0006 \cdot Cw \cdot (Vw^2) \cdot Ab \\ &= 0,0006 \cdot 1,2 \cdot 35^2 \cdot 9,30 = 8,2026 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pile cap*

$$= ht + L_c + a / 2 = 2,50 + 4,80 + 2,50/2 = 8,55 \text{ m}$$

Momen pada *pile cap* akibat gaya angin (M_{EW1})

$$= 8,2026 \text{ kN} \cdot 8,55 \text{ m} = 70,1322 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom *pier*

$$= L_c + a / 2 = 4,80 + 2,50/2 = 6,05 \text{ m}$$

Momen pada kolom *pier* akibat gaya angin (M'_{EW1})

$$= 8,2026 \text{ kN} \cdot 6,05 \text{ m} = 49,6257 \text{ kNm}$$

2) Beban angin *pier*

Jumlah *pier*, $n = 1$

Luas bidang samping pada struktur atas,

$$A_b = b \cdot L_c = 3,0 \cdot 4,80 = 14,40 \text{ m}^2$$

Beban angin yang bekerja

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w^2) \cdot A_b \\ &= 0,0006 \cdot 1,2 \cdot 35^2 \cdot 14,40 = 12,7008 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pile cap*

$$= ht + L_c / 2 = 2,50 + 4,80/2 = 4,90 \text{ m}$$

Momen pada *pile cap* akibat gaya angin (M_{EW2})

$$= 12,7008 \text{ kN} \cdot 4,90 \text{ m} = 62,2339 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom *pier*

$$= L_c / 2 = 4,80/2 = 2,40 \text{ m}$$

Momen pada kolom *pier* akibat gaya angin (M'_{EW2})

$$= 12,7008 \text{ kN} \cdot 2,40 \text{ m} = 30,4819 \text{ kNm}$$

Total beban angin pada pilar:

$$\begin{aligned} T_{EW} &= T_{EW1} + T_{EW2} \\ &= 8,2026 \text{ kN} + 12,7008 \text{ kN} \\ &= 20,9034 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total momen pada fondasi:

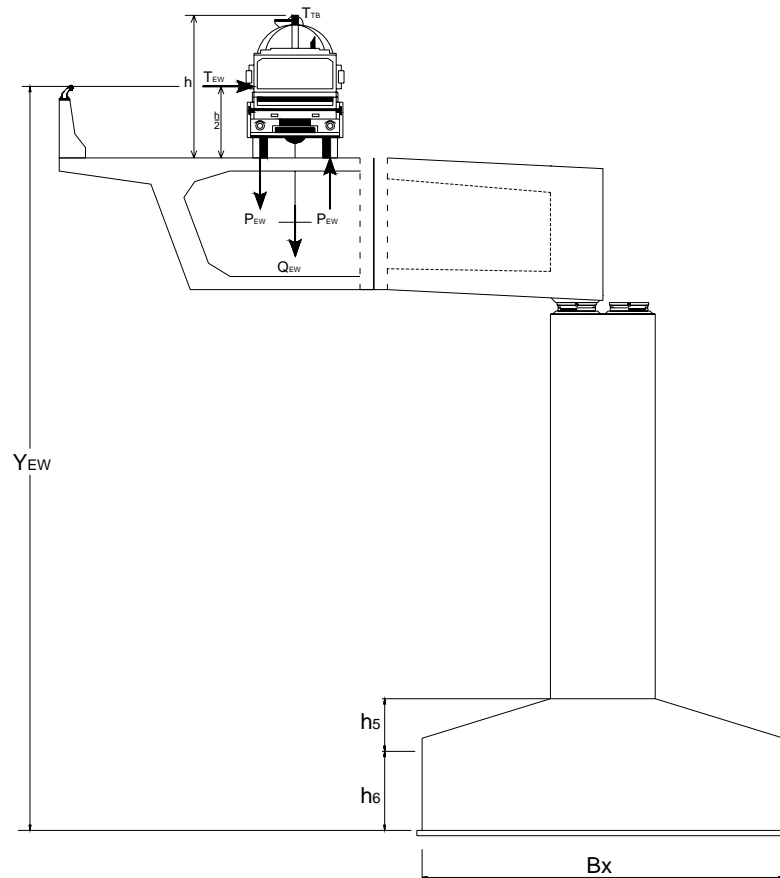
$$\begin{aligned} M_{EW} &= M_{EW1} + M_{EW2} \\ &= 70,1322 \text{ kNm} + 62,2339 \text{ kNm} \\ &= 132,3662 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Beban angin yang meniup kendaraan

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan lihat gambar dihitung dengan rumus:

$$T_{EW2} = 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \text{ kN, dengan, } C_w = 1,2$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan, maka $h = 2,0 \text{ m}$. (lihat gambar 5.74)



Gambar 5.74 Gaya Angin yang Meniup Kendaraan pada Pilar

Beban angin yang bekerja,

$$T_{EW2} = 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2$$

$$T_{EW2} = 0,0012 \cdot 1,2 \cdot 35^2 = 1,7640 \text{ kN/m}$$

Jarak antar roda, $x = 1,75 \text{ m}$

Gaya pada fondasi pilar akibat transfer beban angin ke lantai jembatan:

$$P_{EW} = \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{h}{x} \cdot T_{EW} \right) \cdot L = \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{2}{1,75} \cdot 1,7640 \right) \cdot 50 = 50,4 \text{ kNm}$$

6. Beban Gempa (EQ)

Besar beban gempa yang ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri atas berat sendiri struktur jembatan, beban mati dan beban hidup yang bekerja.

Besar beban gempa dapat dinyatakan dalam:

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T$$

$$K_h = C \cdot S$$

dimana,

T_{EQ} : gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h : koefisien beban gempa horizontal

I : faktor kepentingan,

S : faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan.

W_T : berat total struktur yang mengalami percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan.

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

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_T}{g \cdot K_p}}$$

$$K_p = 3 \cdot E_c \cdot I_c / h^3$$

$$W_T = P_{MS} (\text{atas}) + \frac{1}{2} P_{MS} (\text{bawah})$$

dimana,

T : waktu getar (detik)

W_T : berat sendiri struktur atas dan beban mati tambahan (kN)

P_{MS} : berat sendiri (kN)

P_{MA} : beban mati tambahan (kN)

g : percepatan gravitasi (9,8 m/det²)

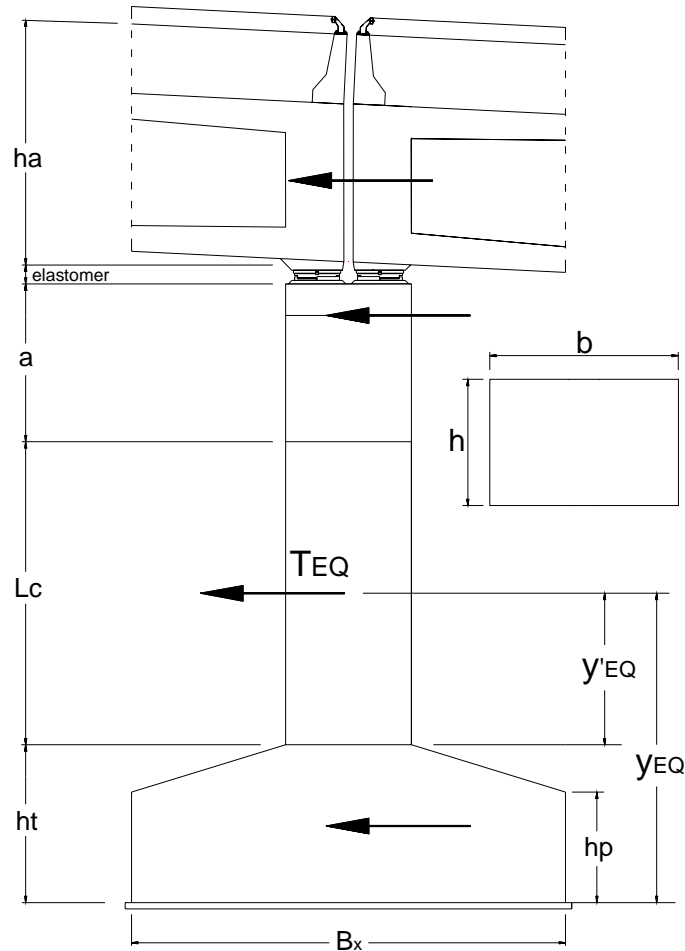
K_p : kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

E_c : modulus elastis beton (kPa)

I_c : momen inersia (m⁴)

h : tinggi struktur (m)

a. Beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)



Gambar 5.75 Gaya Gempa Arah Memanjang Jembatan (arah X) pada Pilar

$$\begin{aligned}
 W_T &= P_{MS \text{ (struktur atas)}} + P_{MS \text{ (pier head)}} + \frac{1}{2} P_{MS \text{ (pier)}} + P_{MA} \\
 &= 10452,826 + 465,00 + \frac{1}{2} \cdot 720,00 + 1050,725 = 12688,426 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Modulus elastis beton (E_c)

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 4700 \cdot \sqrt{24,9} = 23452,953 \text{ MPa} = 23452953 \text{ kN/m}^2$$

Luas penampang *pier wall*,

$$A = b \cdot h = 3,0 \cdot 2,0 = 6,0 \text{ m}^2$$

Tebal penampang *pier wall*, $h = 2,0 \text{ m}$

Lebar penampang *pier wall*, $b = 3,0 \text{ m}$

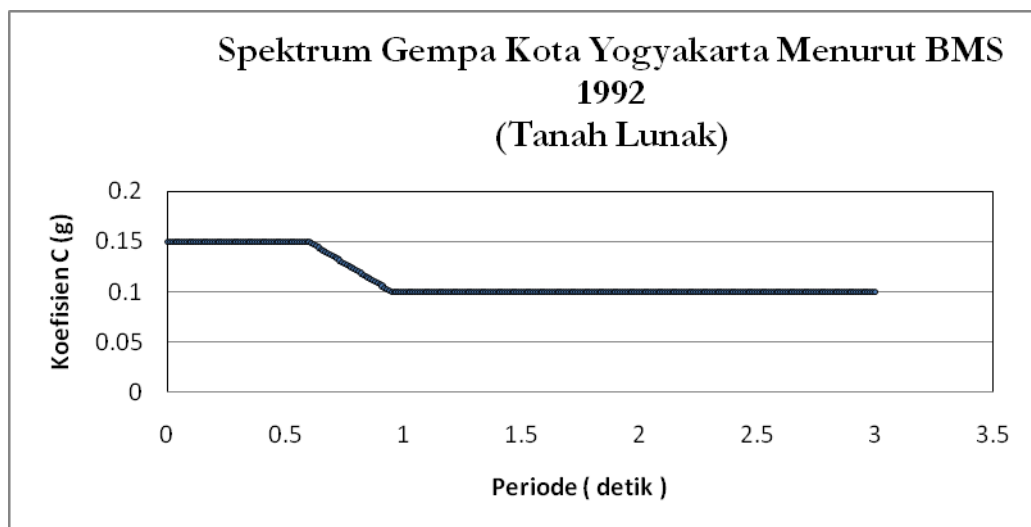
$$\text{Inersia penampang, } I_c = \frac{1}{12} \cdot 3,0 \cdot 2,0^3 = 2,0 \text{ m}^4$$

Tinggi *pier*, $L_c = 4,80 \text{ m}$

$$\text{Nilai kekakuan, } K_p = 3 \cdot E_c \cdot \frac{I_c}{h^3} = 3.23452953 \cdot \frac{2,0}{4,80^3} = 1272404,1290 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar alami struktur, } T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_T}{(g \cdot K_p)}} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{12688,426}{(9,81 \cdot 1272404,1290)}} = 0,2003 \text{ detik} \end{aligned}$$

Berdasarkan lokasi jembatan yang berada di wilayah Daerah Istimewa Yogyakarta, maka lokasi tersebut masuk dalam spektrum Gempa Kota Yogyakarta menurut BMS 1992 (Tanah Lunak) yang terdapat pada landasan teori bab sebelumnya seperti pada gambar 5.76.



Gambar 5.76 Spektrum Gempa Tanah Lunak Kota Yogyakarta (Sumber: BMS 1992)

Dengan nilai $T = 0,2003$ detik, didapat nilai koefisien geser dasar, $C = 0,15$. Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi beton bertulang atau baja, faktor jenis struktur (S) dihitung dengan rumus:

$$S = 1,0 \cdot F, \text{ dengan } F = 1,25 - 0,025 \cdot n \text{ dan } F \text{ harus diambil } \geq 1$$

$$F = \text{faktor pengangkaan}$$

$$n = \text{jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral}$$

$$n = 1$$

$$F = 1,25 - 0,025 \cdot 1 = 1,225$$

$$S = 1,0 \cdot F = 1,0 \cdot 1,225 = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal (K_h)

$$(K_h) = C \cdot S = 0,15 \cdot 1,225 = 0,18375$$

$$I = 1,0 \text{ (BMS 2 1992 hal 2 – 50)}$$

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah x (T_{EQ}),

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \cdot I \cdot W_t \\ &= 0,18375 \cdot 1 \cdot 12688,426 \\ &= 2331,4983 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.85 Distribusi Beban Gempa pada Pilar Arah X

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	TEQ (kN)	Lengan terhadap Fondasi	z (m)	TEQ · Z (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	10452,826	1920,707	za	11,90	22856,411
2	Berat mati tambahan	1050,725	193,071	za	11,90	2297,542
3	Berat sendiri Headstock	465,000	85,444	zh	8,582	733,300
4	Berat sendiri <i>Pier Wall</i>	720,000	132,300	zc	4,900	648,270
5	Berat sendiri <i>Pile cap</i>	3463,656	636,447	zp	1,124	715,266
Gaya fondasi akibat gempa,		$T_{EQ} =$	2967,9681		$M_{EQ} =$	27250,7886

Lengan terhadap fondasi:

$$Y_{EQ} = \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}} = \frac{27250,7886}{2967,9681} = 9,1816 \text{ m}$$

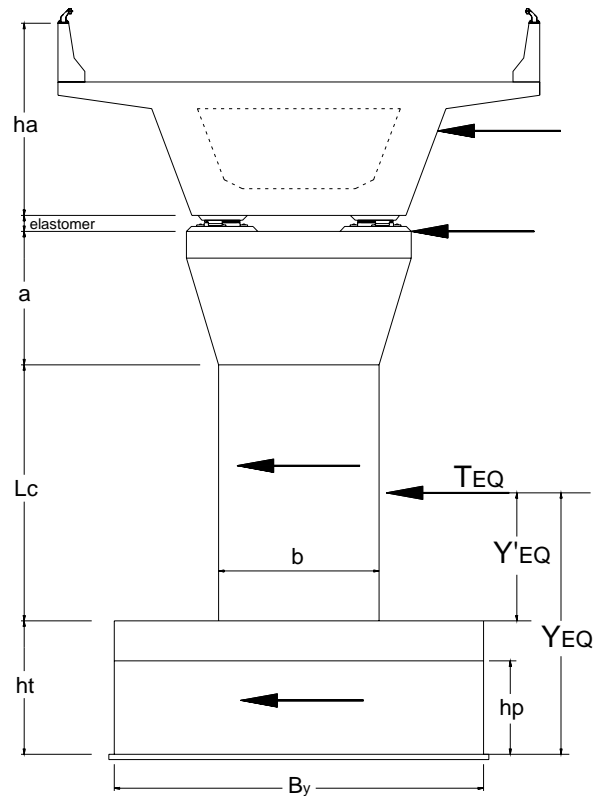
Lengan terhadap *pier wall*:

$$\begin{aligned} Y'_{EQ} &= Y_{EQ} - ht \\ &= 9,1816 - 2,50 \\ &= 6,6816 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat beban gempa:

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot Y'_{EQ} = 2967,9681 \cdot 6,6816 = 19830,8683 \text{ kNm}$$

b. Beban Gempa Arah Melintang Jembatan Arah Y



Gambar 5.77 Gaya Gempa Arah Melintang Jembatan (arah Y) pada Pilar

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c} = 4700 \cdot \sqrt{24,9} = 23452,953 \text{ MPa} = 23452953 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Inersia penampang, } I_c = \frac{1}{12} \cdot 2,0 \cdot 3,0^3 = 4,50 \text{ m}^4$$

$$\text{Tinggi } pier, L_c = 4,80 \text{ m}$$

$$\text{Nilai kekakuan, } K_p = 3 \cdot E_c \cdot \frac{I_c}{h^3} = 3 \cdot 23452953 \cdot \frac{4,50}{4,80^3} = 2862909,2903 \text{ kN/m}$$

$$\text{Waktu getar alami struktur, } T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W_T}{(g \cdot K_p)}}$$

$$= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{12688,426}{(9,81 \cdot 2862909,2903)}} = 0,1336 \text{ detik}$$

Berdasarkan lokasi jembatan yang berada di wilayah Daerah Istimewa Yogyakarta, maka lokasi tersebut masuk dalam spektrum Gempa Kota Yogyakarta menurut BMS 1992 (Tanah Lunak) yang terdapat pada landasan teori bab sebelumnya, sehingga didapat nilai:

Dengan nilai $T = 0,1336$ detik, didapat nilai koefisien geser dasar, $C = 0,15$. Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi beton bertulang atau baja, faktor jenis struktur (S) dihitung dengan rumus:

$$S = 1,0 \cdot F, \text{ dengan } F = 1,25 - 0,025 \cdot n \text{ dan } F \text{ harus diambil } \geq 1$$

F = faktor pengangkaan

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

$$n = 1$$

$$F = 1,25 - 0,025 \cdot 1 = 1,225$$

$$S = 1,0 \cdot F = 1,0 \cdot 1,225 = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal (K_h)

$$(K_h) = C \cdot S = 0,15 \cdot 1,225 = 0,18375$$

$$I = 1,0 \text{ (BMS 2 1992 hal 2 - 50)}$$

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah x (T_{EQ}),

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t = 0,18375 \cdot 1 \cdot 12688,426 = 2331,4983 \text{ kN}$$

Tabel 5.86 Distribusi Beban Gempa pada Pilar Arah Y

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	TEQ (kN)	Lengan terhadap Fondasi	z (m)	TEQ . Z (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	10452,826	1920,707	za	11,90	22856,411
2	Berat mati tambahan	1050,725	193,071	za	11,90	2297,542
3	Berat sendiri <i>Headstock</i>	465,000	85,444	zh	8,582	733,300
4	Berat sendiri <i>Pier Wall</i>	720,000	132,300	zc	4,900	648,270
5	Berat sendiri <i>Pile cap</i>	3463,656	636,447	zp	1,124	715,266
Gaya fondasi akibat gempa,		$T_{EQ} =$	2967,9681		$M_{EQ} =$	27250,7886

Lengan terhadap fondasi:

$$Y_{EQ} = \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}} = \frac{27250,7886}{2967,9681} = 9,1816 \text{ m}$$

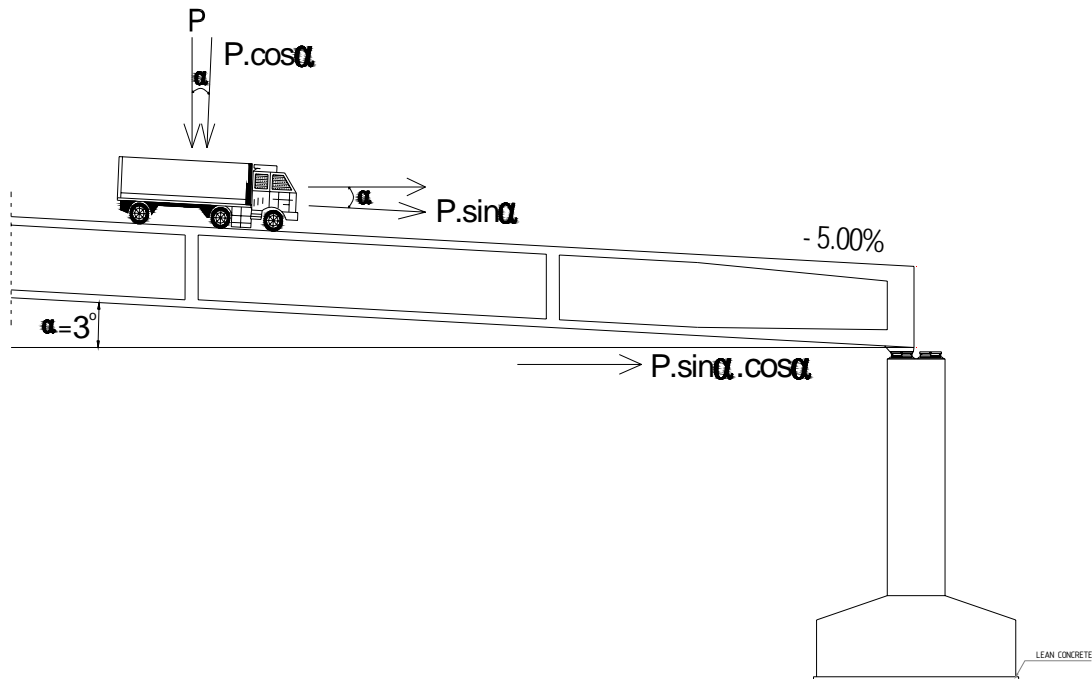
Lengan terhadap *pier wall*:

$$Y'_{EQ} = Y_{EQ} - ht = 9,1816 - 2,50 = 6,6816 \text{ m}$$

Momen pada *pier wall* akibat beban gempa:

$$M_{EQ} = T_{EQ} \cdot Y'_{EQ} = 2967,9681 \cdot 6,6816 = 19830,8683 \text{ kNm}$$

7. Beban Pengaruh Kemiringan Gelagar (FA)



Gambar 5.78 Gaya Akibat Kemiringan Gelagar pada Pilar

Kemiringan gelagar sebesar 5,0% dengan besar sudut $\alpha = 2,862^\circ$ yang mengakibatkan dorongan arah horizontal terhadap tumpuan pada pilar. Adapun perhitungan akibat kemiringan gelagar adalah sebagai berikut:

Beban pada pilar akibat berat sendiri struktur atas P_{MS} ,

$$P_{MS} = 10452,8263 \text{ kN}$$

Besarnya gaya sejajar gelagar akibat P_{MS} ,

$$P_{MS} \cdot \sin \alpha = 10452,8263 \cdot \sin 2,862^\circ = 521,9892 \text{ kN}$$

Beban pada *pier* akibat berat mati tambahan P_{MA} ,

$$P_{MA} = 1050,725 \text{ kN}$$

Besarnya gaya sejajar gelagar akibat P_{MA} ,

$$P_{MA} \cdot \sin \alpha = 1050,725 \cdot \sin 2,862^\circ = 52,4707 \text{ kN}$$

Beban pada *pier* akibat beban lajur "D",

$$P_{TD} = (P \cdot Q_{TD} + P_{TD}) = 2385,0 \text{ kN}$$

Besarnya gaya sejajar gelagar akibat P_{TD} ,

$$P_{TD} \cdot \sin \alpha = 2385,0 \cdot \sin 2,862^\circ = 119,1012 \text{ kN}$$

Tabel 5.87 Gaya Akibat Kemiringan Gelagar pada Pilar

No.	Jenis Beban yang bekerja pada kemiringan	Kode	Gaya (P) Vertikal	P.sin α	P.sin α .cos α	
1	Berat Sendiri Gelagar	MS	PMS	10452,8263	521,9892	521,3380
2	Beban Mati Tambahan	MA	PMA	1050,725	52,4707	52,4052
3	Beban Lajur "D"	TD	PTD	2385,000	119,1012	118,9526
						692,6958

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap fondasi (H)} &= ht + Lc + a + \text{elastomer} + \frac{1}{2}.ha \\ &= 2,50 + 4,80 + 2,50 + 0,30 + \frac{1}{2} \cdot 2,50 \text{ m} \\ &= 11,90 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat kemiringan gelagar,

$$(T_{FA}) = 11,90 \cdot 692,6958 = 8243,0805 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *pier wall*, (H) = $Lc + a + \text{elastomer} + \frac{1}{2}.ha$

$$\begin{aligned} &= 4,80 + 2,50 + 0,30 + \frac{1}{2} \cdot 2,50 \text{ m} \\ &= 9,40 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier* akibat kemiringan gelagar,

$$(T_{FA}) = 9,40 \cdot 692,6958 = 6511,3409 \text{ kNm}$$

8. Gaya Tumbukan Kendaraan Pada Pilar (TC)

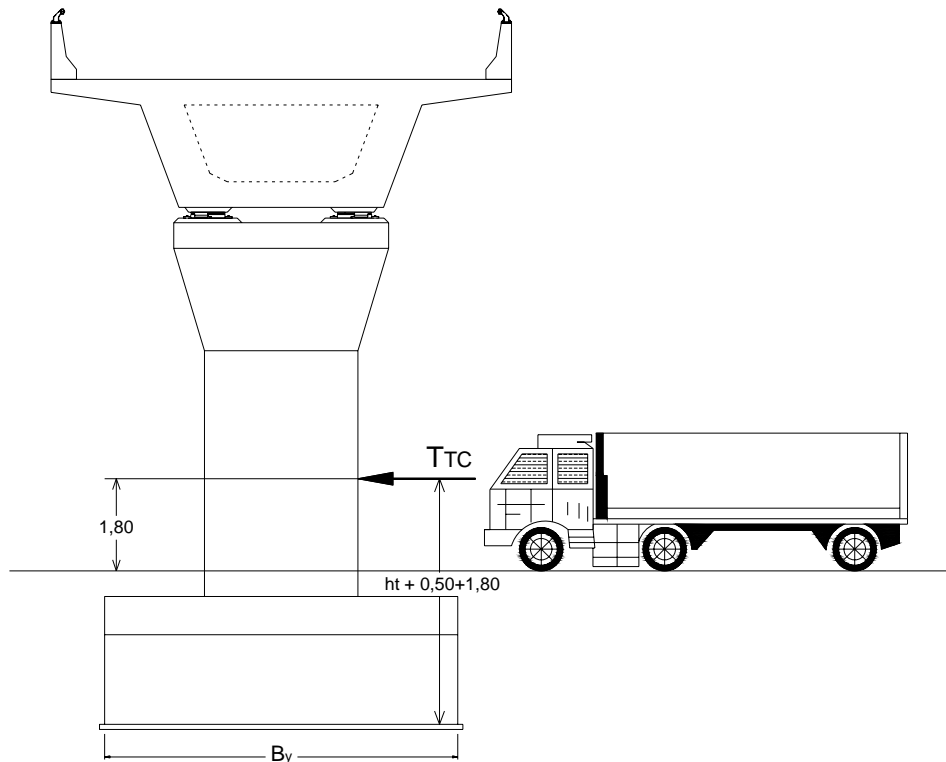
Pier untuk jembatan layang harus direncanakan mampu menahan tumbukan dengan kendaraan. Tumbukan tersebut setara dengan beban statik ekuivalen yang besarnya:

$$\text{Pada arah lalu lintas} = 100 \text{ ton} = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{Pada arah tegak lurus lalu lintas} = 50 \text{ ton} = 500 \text{ kN}$$

Gaya tersebut bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan jalan seperti terlihat pada gambar 5.79 dan gambar 5.80 berikut ini.

a. Pada arah lalu lintas (arah Y)



Gambar 5.79 Gaya Akibat Tumbukan Kendaraan pada Pilar Arah Y

Beban tumbukan, $T_{TC1} = 1000 \text{ kN}$

Lengan terhadap sisi bawah fondasi,

$$Y_{TC1} = ht + 0,50 + 1,80 = 4,80 \text{ m}$$

Lengan terhadap sisi bawah kolom *pier*,

$$Y'_{TC1} = Y_{TC1} - ht = 2,30 \text{ m}$$

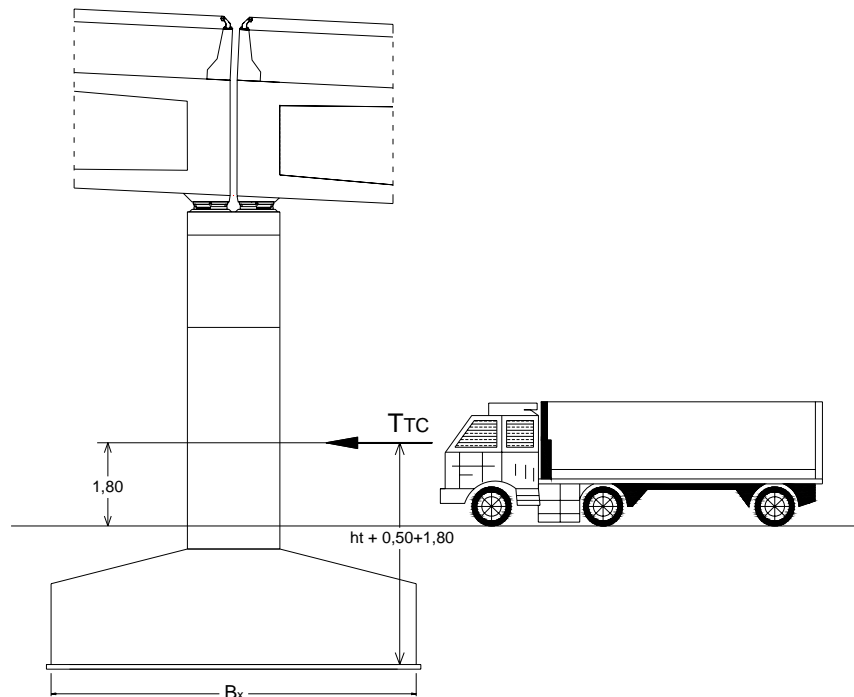
Momen pada fondasi akibat tumbukan,

$$\begin{aligned} M_{TC1} &= T_{TC1} \cdot Y_{TC1} \\ &= 1000 \cdot 4,80 \\ &= 4800 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen pada kolom *pier* akibat tumbukan,

$$\begin{aligned} M'_{TC1} &= T_{TC1} \cdot Y'_{TC1} \\ &= 1000 \cdot 2,30 \\ &= 2300 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Pada arah tegak lurus lalu lintas (arah X)



Gambar 5.80 Gaya Akibat Tumbukan Kendaraan pada Pilar Arah X

Beban tumbukan, $T_{TC2} = 500 \text{ kN}$

Lengan terhadap sisi bawah fondasi,

$$Y_{TC2} = ht + 0,50 + 1,80 = 4,80 \text{ m}$$

Lengan terhadap sisi bawah kolom *pier*,

$$Y'_{TC2} = Y_{TC2} - ht = 2,30 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat tumbukan,

$$M_{TC1} = T_{TC1} \cdot Y_{TC1} = 500 \cdot 4,80 = 2400 \text{ kNm}$$

Momen pada kolom *pier* akibat tumbukan,

$$M'_{TC1} = T_{TC1} \cdot Y'_{TC1} = 500 \cdot 2,30 = 1150 \text{ kNm}$$

9. Gaya Gesekan Pada Perletakan (FB)

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap struktur atas saja.

$$\text{Beban mati struktur atas,} \quad = 5226,4131 \text{ kN} \cdot 2 = 10452,8263 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati tambahan struktur atas} \quad = 525,3625 \text{ kN} \cdot 2 = 1050,725 \text{ kN}$$

$$\text{Beban total} = 10452,8263 + 1050,725 = 11503,5513 \text{ kN}$$

Koefisien gesek tumpuan yang berupa elastomer (μ) = 0,18

Gaya gesek pada perletakan, Lengan terhadap fondasi,	$T_{FB} = 0,18 \cdot 11503,5513 = 2070,6392 \text{ kN}$ $Y_{FB} = ht + Lc + a$ $= 2,50 + 4,80 + 2,50 = 9,80 \text{ m}$
Momen akibat gesekan, Lengan terhadap <i>pier wall</i> ,	$M_{FB} = 2070,6392 \cdot 9,80 = 20292,2644 \text{ kNm}$ $Y'_{FB} = Lc + a$ $= 4,80 + 2,50 = 7,30 \text{ m}$
Momen akibat gesekan,	$M'_{FB} = 2070,617 \cdot 7,30 = 15115,6663 \text{ kNm}$

5.6.3 Kombinasi Beban Kerja Pada Pilar

Tabel 5.88 Pembebanan Pilar Kombinasi 1

No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	15101.483				
2	Beban mati tambahan	MA	1050.725				
3	Beban lajur "D"	TD	2385.000				
4	Gaya rem	TB					
5	Kemiringan Gelagar	FA		692.696		8243.080	
6	Gaya Tumbukan	TC					
7	Gaya gesek	FB					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
			18537.208	692.696	0.000	8243.080	0.000

Tabel 5.89 Pembebanan Pilar Kombinasi 2

No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	15101.483				
2	Beban mati tambahan	MA	1050.725				
3	Beban lajur "D"	TD	2385.000				
4	Gaya rem	TB		250.000		3175.000	
5	Kemiringan Gelagar	FA		692.696		8243.080	
6	Gaya Tumbukan	TC		1000.000	500.000	4800.000	2400.000
7	Gaya gesek	FB					
8	Beban angin	EW	50.400	20.903	171.637	132.366	1968.439
9	Beban gempa	EQ					
			18587.608	1963.599	671.637	16350.447	4368.439

Tabel 5.90 Pembebanan Pilar Kombinasi 3

No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	15101.483				
2	Beb. mati tambahan	MA	1050.725				
3	Beban lajur "D"	TD	2385.000				
4	Gaya rem	TB		250.000		3175.000	
5	Kemiringan Gelagar	FA		692.696		8243.080	
6	Gaya Tumbukan	TC		1000.000	500.000	4800.000	2400.000
7	Gaya gesek	FB		2070.639		20292.264	
8	Beban angin	EW	50.400	20.903	171.637	132.366	1968.439
9	Beban gempa	EQ					
			18587.608	4034.238	671.637	36642.711	4368.439

Tabel 5.91 Pembebanan Pilar Kombinasi 4

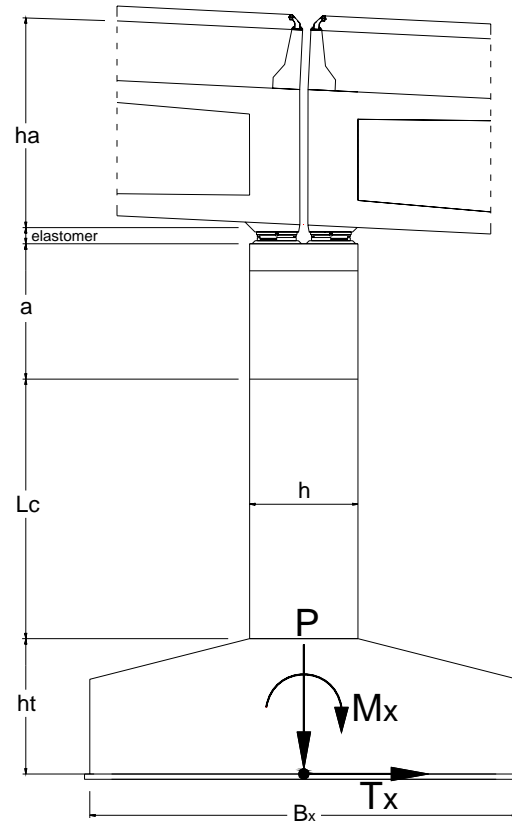
No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	15101.483				
2	Beb. mati tambahan	MA	1050.725				
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Gaya rem	TB					
5	Kemiringan Gelagar	FA					
6	Gaya Tumbukan	TC					
7	Gaya gesek	FB					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		2967.968	2967.968	27250.789	27250.789
			16152.208	2967.968	2967.968	27250.789	27250.789

Tabel 5.92 Rekap Kombinasi Pembebanan pada Pilar :

No.	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	KOMBINASI - 1	18537.208	692.696	0.000	8243.080	0.000
2	KOMBINASI - 2	18587.608	1963.599	671.637	16350.447	4368.439
3	KOMBINASI - 3	18587.608	4034.238	671.637	36642.711	4368.439
4	KOMBINASI - 4	16152.208	2967.968	2967.968	27250.789	27250.789

5.6.4 Stabilitas Terhadap Guling dan Geser Pada Pilar

1. Stabilitas terhadap Guling
 - a. Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah X)



Gambar 5.81 Stabilitas Guling Arah Memanjang Pilar

Letak titik guling terdapat pada ujung *pile cap* terhadap pusat *pile cap*,
(lihat gambar 5.72) :

$$\frac{Bx}{2} = \frac{7,9}{2} = 3,95 \text{ m}$$

Momen penahan guling pada kombinasi 3:

$$\begin{aligned} \Sigma M_{px} &= \left(\frac{Bx}{2} \cdot \Sigma P_{ms} \right) \\ &= (3,95 \cdot 18587,608) \\ &= 73421,050 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen yang menyebabkan guling : $M_x = 36642,711 \text{ kNm}$

$$\text{Faktor aman terhadap guling (SF)} = \left[\frac{\Sigma M_{px}}{\Sigma M_x} \right] \geq 2$$

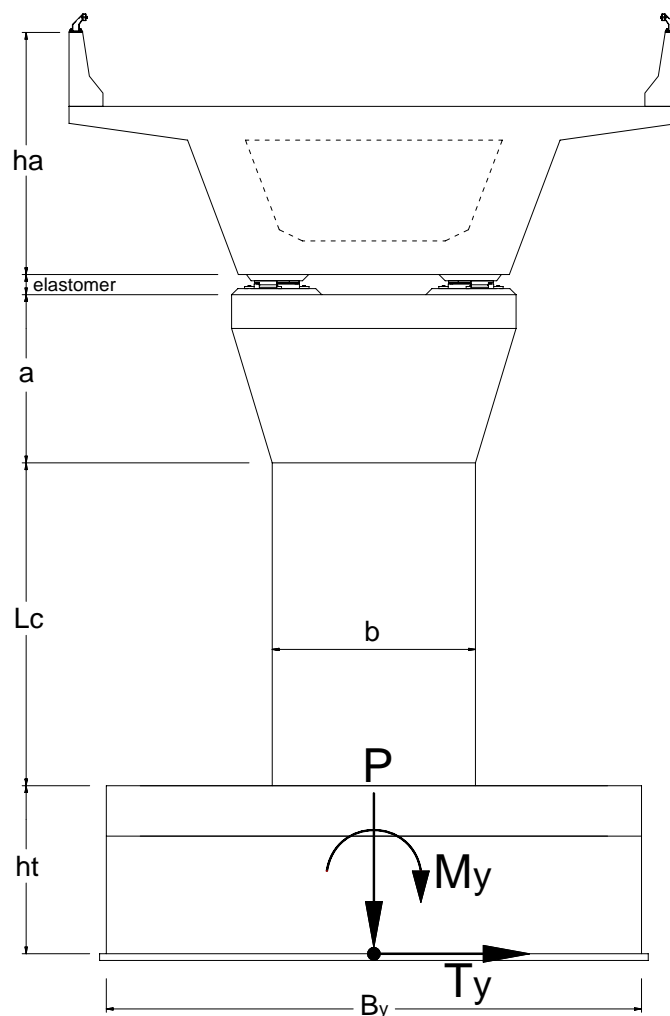
Sehingga diperoleh $SF = \left[\frac{73421,050}{36642,711} \right] = 2,004 \geq 2$ (Aman terhadap guling)

Untuk perhitungan stabilitas pilar guling arah memanjang dapat dilihat pada tabel 5.93 berikut ini :

Tabel 5.93 Stabilitas Guling Pilar Arah Memanjang Jembatan

No.	Kombinasi Beban	ΣP (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_{px} (kNm)	SF	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	18537.208	8243.080	73221.970	8.883	> 2
2	KOMBINASI - 2	18587.608	16350.447	73421.050	4.490	> 2
3	KOMBINASI - 3	18587.608	36642.711	73421.050	2.004	> 2
4	KOMBINASI - 4	16152.208	27250.789	63801.220	2.341	> 2

b. Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan (Arah Y)



Gambar 5.82 Stabilitas Guling Arah Melintang Pilar

Letak titik guling terletak diujung *pile cap* terhadap pusat *pile cap*,
(lihat gambar 5.38) :

$$\frac{By}{2} = \frac{7,9}{2} = 3,95 \text{ m}$$

Momen penahan guling pada kombinasi 4:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{py} &= \left(\frac{By}{2} \cdot \Sigma P_{ms} \right) \\ &= (3,95 \cdot 16152,208) \\ &= 48176,353 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Momen yang menyebabkan guling : $M_y = 27250,789 \text{ kNm}$

$$\text{Faktor aman terhadap guling (SF)} = \left[\frac{\Sigma M_{px}}{\Sigma M_x} \right] \geq 2$$

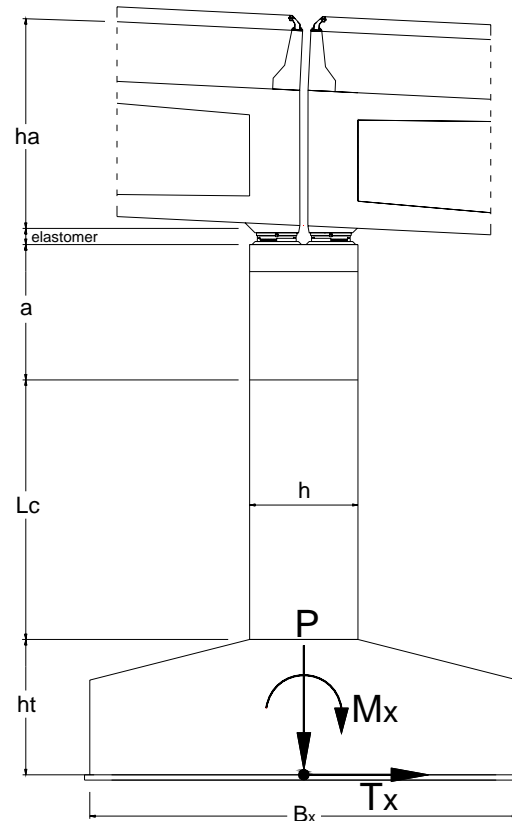
$$\text{Sehingga diperoleh SF} = \left[\frac{48176,353}{27250,789} \right] = 2,341 \geq 2 \text{ (Aman terhadap guling)}$$

Untuk perhitungan stabilitas pilar guling arah melintang dapat dilihat pada tabel 5.94 berikut ini :

Tabel 5.94 Stabilitas Guling Pilar Arah Melintang Jembatan

No.	Kombinasi Beban	ΣP (kN)	ΣM_y (kNm)	ΣM_{py} (kNm)	SF	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	18537.208	0.000	73221.970		
2	KOMBINASI - 2	18587.608	4368.439	73421.050	16.807	> 2
3	KOMBINASI - 3	18587.608	4368.439	73421.050	16.807	> 2
4	KOMBINASI - 4	16152.208	27250.789	63801.220	2.341	> 2

2. Stabilitas Terhadap Geser
 - a. Stabilitas Geser Memanjang Jembatan (Arah X)



Gambar 5.83 Stabilitas Geser Arah Memanjang Pilar

Berat volume tanah, $\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$

Kohesi, $C = 5 \text{ kPa}$

Sudut gesek, $(\phi) = 30^\circ$

Perhitungan stabilitas geser pada kombinasi 3:

Gaya penahan geser : $\Sigma Hp = c \cdot B_x \cdot B_y + (\Sigma P \cdot \tan \phi)$

$$= 5 \cdot 7,9 \cdot 7,9 + (18587,608 \cdot \tan 30^\circ) = 11043,610 \text{ kN}$$

Gaya – gaya horizontal : $\Sigma Hx = 4034,238 \text{ kN}$

Faktor aman terhadap geser : $SF = \left[\frac{\Sigma Hp}{\Sigma H} \right] \geq 1,50$

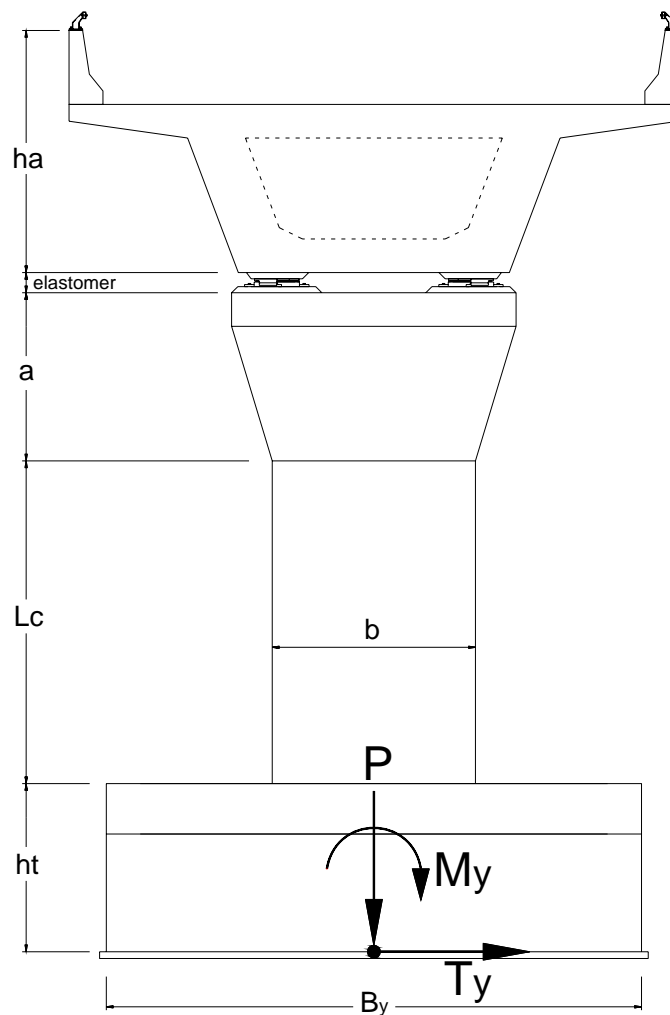
$$SF = \left[\frac{\Sigma Hp}{\Sigma Hx} \right] = \left[\frac{11043,610}{4034,238} \right] = 2,737 \geq 1,50 \text{ (Aman terhadap geser)}$$

Untuk perhitungan stabilitas pilar geser arah memanjang dapat dilihat pada tabel 5.95 berikut ini:

Tabel 5.95 Stabilitas Geser Pilar Arah Memanjang Jembatan

No.	Kombinasi Beban	ΣH_x (kN)	ΣP (kN)	ΣH_p (kN)	SF	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	692.696	18537.208	11014.512	15.899	> 1,5
2	KOMBINASI - 2	1963.599	18587.608	11043.610	5.623	> 1,5
3	KOMBINASI - 3	4034.238	18587.608	11043.610	2.737	> 1,5
4	KOMBINASI - 4	2967.968	16152.208	9637.531	3.247	> 1,5

b. Stabilitas Geser Melintang Jembatan (Arah Y)



Gambar 5.84 Stabilitas Geser Arah Melintang Pilar

Berat volume tanah, $\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$

Kohesi, $C = 5 \text{ kPa}$

Sudut gesek, $(\phi) = 30^\circ$

Gaya penahan geser : $\Sigma Hp = c \cdot B_x \cdot B_y + (\Sigma P \cdot \tan \phi)$

$$= 5 \cdot 7,9 \cdot 7,9 + (16152,208 \cdot \tan 30^\circ) = 9637,531 \text{ kN}$$

Gaya – gaya horizontal : $\Sigma Hy = 2967,968 \text{ kN}$

Faktor aman terhadap geser : $SF = \left[\frac{\Sigma Hp}{\Sigma H} \right] \geq 1,50$

$$SF = \left[\frac{\Sigma Hp}{\Sigma Hy} \right] = \left[\frac{9637,531}{2967,968} \right] = 3,247 \geq 1,50 \text{ (Aman terhadap geser)}$$

Untuk perhitungan stabilitas *pier* geser arah melintang dapat dilihat pada tabel 5.96 berikut ini:

Tabel 5.96 Stabilitas Geser Pilar Arah Melintang Jembatan

No.	Kombinasi Beban	ΣHy (kN)	ΣP (kN)	ΣHp (kN)	SF	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	0.000	18537.208	11014.512		> 1,5
2	KOMBINASI - 2	671.637	18587.608	11043.610	16.443	> 1,5
3	KOMBINASI - 3	671.637	18587.608	11043.610	16.443	> 1,5
4	KOMBINASI - 4	2967.968	16152.208	9637.531	3.247	> 1,5

5.6.5 Kombinasi Pembebanan *Ultimate*

1. *Pile cap*

Tabel 5.97 Pembebanan *Pile cap* Kombinasi 1

No.	Aksi / Beban	Faktor	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	19631.927				
2	Beban mati tambahan	2	2101.450				
3	Beban lajur "D"	2	2385.000				
4	Gaya rem						
5	Kemiringan Gelagar	2		1385.392		16486.161	
6	Gaya Tumbukan						
7	Gaya gesek						
8	Beban angin						
9	Beban gempa						
			24118.377	1385.392	0.000	16486.161	0.000

Tabel 5.98 Pembebanan *Pile cap* Kombinasi 2

No.	Aksi / Beban	Faktor	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	19631.927				
2	Beban mati tambahan	2	2101.450				
3	Beban lajur "D"	2	2385.000				
4	Gaya rem	2		500.000		6350.000	
5	Kemiringan Gelagar	2		1385.392		16486.161	
6	Gaya Tumbukan	2		2000.000		9600.000	
7	Gaya gesek						
8	Beban angin	1.2	60.480	25.084	205.965	158.839	2362.127
9	Beban gempa						
			24178.857	3910.476	205.965	32595.000	2362.127

Tabel 5.99 Pembebanan *Pile cap* Kombinasi 3

No.	Aksi / Beban	Faktor	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	19631.927				
2	Beb. mati tambahan	2	2101.450				
3	Beban lajur "D"	2	2385.000				
4	Gaya rem	2		500.000		6350.000	
5	Kemiringan Gelagar	2		1385.392		16486.161	
6	Gaya Tumbukan	2		25.084		158.839	
7	Gaya gesek	1		2070.639		20292.264	
8	Beban angin	1.2	60.480		205.965		2362.127
9	Beban gempa						
			24178.857	3981.115	205.965	43287.265	2362.127

Tabel 5.100 Pembebanan *Pile cap* Kombinasi 4

No.	Aksi / Beban	Faktor	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	19631.927				
2	Beb. mati tambahan	2	2101.450				
3	Beban lajur "D"						
4	Gaya rem						
5	Kemiringan Gelagar						
6	Gaya Tumbukan						
7	Gaya gesek						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1		2967.968	2967.968	27250.789	27250.789
			21733.377	2967.968	2967.968	27250.789	27250.789

Tabel 5.101 Rekap Kombinasi Pembebanan pada *Pile cap* :

No.	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	KOMBINASI - 1	24118.377	1385.392	0.000	16486.161	0.000
2	KOMBINASI - 2	24178.857	3910.476	205.965	32595.000	2362.127
3	KOMBINASI - 3	24178.857	3981.115	205.965	43287.265	2362.127
4	KOMBINASI - 4	21733.377	2967.968	2967.968	27250.789	27250.789

2. Kolom Pilar

Tabel 5.102 Pembebanan Kolom Pilar Kombinasi 1

No.	Aksi / Beban	Faktor	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	15129.174				
2	Beban mati tambahan	2	2101.450				
3	Beban lajur "D"	2	2385.000				
4	Gaya rem						
5	Kemiringan Gelagar	2		1385.392		13022.682	
6	Gaya Tumbukan						
7	Gaya gesek						
8	Beban angin						
9	Beban gempa						
			19615.624	1385.392	0.000	13022.682	0.000

Tabel 5.103 Pembebanan Kolom Pilar Kombinasi 2

No.	Aksi / Beban	Faktor	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	15129.174				
2	Beban mati tambahan	2	2101.450				
3	Beban lajur "D"	2	2385.000				
4	Gaya rem	2		500.000		5100.000	
5	Kemiringan Gelagar	2		1385.392		13022.682	
6	Gaya Tumbukan	2		2000.000		4600.000	
7	Gaya gesek						
8	Beban angin	1.2	50.400	25.084	205.965	96.129	1847.215
9	Beban gempa						
			19666.024	3910.476	205.965	22818.811	1847.215

Tabel 5.104 Pembebanan Kolom Pilar Kombinasi 3

No.	Aksi / Beban	Faktor	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	15129.174				
2	Beb. mati tambahan	2	2101.450				
3	Beban lajur "D"	2	2385.000				
4	Gaya rem	2		500.000		5100.000	
5	Kemiringan Gelagar	2		1385.392		13022.682	
6	Gaya Tumbukan	2		2000.000		4600.000	
7	Gaya gesek	1		2070.639		15115.666	
8	Beban angin	1.2	50.400	25.084	205.965	96.129	1847.215
9	Beban gempa						
			19666.024	5981.115	205.965	37934.477	1847.215

Tabel 5.105 Pembebanan Kolom Pilar Kombinasi 4

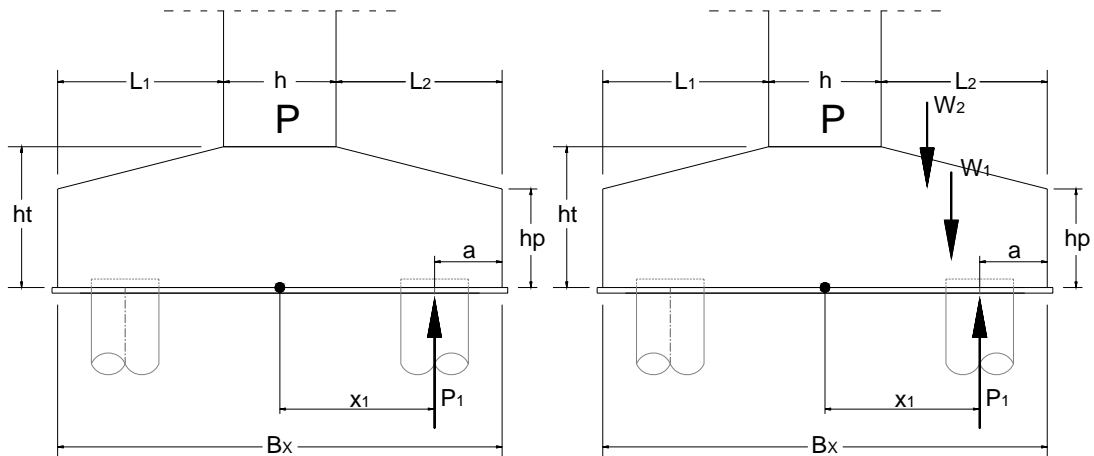
No.	Aksi / Beban	Faktor	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	15129.174				
2	Beb. mati tambahan	2	2101.450				
3	Beban lajur "D"						
4	Gaya rem						
5	Kemiringan Gelagar						
6	Gaya Tumbukan						
7	Gaya gesek						
8	Beban angin						
9	Beban gempa	1		2967.968	2967.968	19830.868	19830.868
			17230.624	2967.968	2967.968	19830.868	19830.868

Tabel 5.106 Rekap Kombinasi Pembebanan pada Kolom Pilar :

No.	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	KOMBINASI - 1	19615.624	1385.392	0.000	13022.682	0.000
2	KOMBINASI - 2	19666.024	3910.476	205.965	22818.811	1847.215
3	KOMBINASI - 3	19666.024	5981.115	205.965	37934.477	1847.215
4	KOMBINASI - 4	17230.624	2967.968	2967.968	19830.868	19830.868

5.6.6 Penulangan Pilar

1. Pembesian *Pile cap*
 - a. Tinjauan Fondasi Arah X



Gambar 5.85 Tinjauan Fondasi Arah X

Gaya geser maksimum rencana *Pile cap*, $P_{maks\ rencana} = 3981,115\text{ kN}$

Jumlah baris tiang bor, $nb = 2\text{ buah}$

Jumlah tiang bor dalam satu baris, $nt = 2\text{ buah}$

Jarak antara tiang bor arah X, $xt = 2\text{ m}$

Jarak antara tiang bor arah Y, $yt = 2\text{ m}$

Tebal kolom, $h = 2,0\text{ m}$

Ukuran *pile cap*:

Lebar arah X, $B_x = 7,90\text{ m}$

Lebar arah Y, $B_y = 7,90\text{ m}$

Jarak pusat tiang bor ke tepi luar *pile cap*:

$$x_p = \frac{[B_x - (nt - 1).xt]}{2} = \frac{[7,90 - (2 - 1).5,50]}{2} = 1,20\text{ m}$$

Tabel 5.107 Perhitungan Momen Maksimum *Pile cap* Arah X pada Pilar

Jarak tiang terhadap pusat pile cap X_{pi} (m)		Lengan terhadap sisi luar dinding X_i (m)		$M = nb \cdot P_{maks} \cdot X_i$ (kNm)
$x_{p1} = B_x/2 - x_p$	2.75	$x_1 = x_{p1} - B/2$	1.75	13933.9024
Momen Maksimum pada Pile Cap, $M_p =$				13933.9024

Tabel 5.108 Gaya Geser dan Momen akibat Berat Sendiri *Pile cap* Arah X

KODE	PARAMETER BERAT BAGIAN BETON				VOLUME (m ³)	BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Panjang	Shape				
W1	2.950	1.750	7.900	1.000	40.7838	1019.5938	1.4750	1503.9008
W2	2.950	0.750	7.900	0.500	8.7394	218.4844	0.9833	214.8430
					PMS =	1238.0781	MMS =	1718.7438

Faktor beban *ultimate*, $K = 1,30$

$$\begin{aligned} \text{Momen } \textit{ultimate} \text{ akibat berat } \textit{pile cap}, M_{us} &= K \cdot M_{MS} \\ &= 1,30 \cdot 1718,7438 = 2234,3669 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser } \textit{ultimate} \text{ akibat berat } \textit{pile cap}, V_{us} &= K \cdot P_{MS} \\ &= 1,30 \cdot 1238,0781 = 1609,5016 \text{ kN} \end{aligned}$$

1) Momen dan gaya geser *Ultimate* Rencana *Pile cap*

Momen *ultimate* rencana *Pile cap*,

$$\begin{aligned} M_r &= M_p - M_{us} \\ &= 13933,9024 - 2234,3669 \\ &= 11699,5355 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dengan lebar *pile cap*, $B_y = 7,90 \text{ m}$

Maka, momen *ultimate* rencana per meter lebar,

$$M_r = \frac{11699,5355}{7,90} = 1480,9539 \text{ kNm}$$

Gaya geser rencana *Pile cap*,

$$\begin{aligned} V_r &= (P_{maks} \cdot nb) - V_{us} \\ &= (3981,115 \cdot 2) - 1609,5016 \\ &= 6352,7284 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan lebar *pile cap* $B_y = 7,90 \text{ m}$

Maka, gaya geser *ultimate* rencana per meter lebar,

$$V_u = \frac{6352,7284}{7,90} = 804,1428 \text{ kN}$$

2) Penulangan *Pile cap* arah X

a) Perhitungan tulangan lentur

Momen rencana *ultimate*, $M_u = 1480,9539$ kNm

Mutu beton, K – 300

Kuat tekan beton, $(f'_c) = 24,90$ MPa

Mutu baja, U – 39

Tegangan leleh baja, $(f_y) = 390$ MPa

Modulus elastis baja, $E_s = 200000$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton $(\beta_1) = 0,85$

Faktor reduksi kekuatan lentur $(\phi) = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser $(\phi) = 0,6$

Tebal *pile cap* (h_t), $= 2500$ mm

Penutup beton, $P_b = 70$ mm

Jarak tulangan dari sisi luar beton (d') $= 70 + 16 + 16 + 25/2 = 114,50$ mm

Tebal efektif *pile cap*, $d = h_t - d' = 2385,500$ mm

Rasio tulangan berimbang:

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0280\end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot P_b = 0,75 \cdot 0,0280 = 0,0210$$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 24,9} = 18,4266$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$R_{max} = \rho_{max} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \rho_{max} \cdot m \right)$$

$$= 0,0210 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,0210 \cdot 18,4266\right)$$

$$= 6,5977$$

Ditinjau selebar 1 m, (b) = 1000 mm

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1480,9539 \cdot 10^3}{0,8} = 1851192333,726 \text{ Nmm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{1851192333,726}{1000 \cdot 2385,50^2} = 0,325$$

Syarat: $R_n < R_{\max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}\right)}\right)$$

$$= \frac{1}{18,4266} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 18,4266 \cdot 0,325}{390}\right)}\right)$$

$$= 0,0008$$

Karena: $\rho_{\text{perlu}} = 0,0008 < \rho_{\min} = 0,0036$

Maka rasio tulangan yang digunakan: $\rho_{\min} = 0,0036$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0036 \cdot 1000 \cdot 2385,50 = 8563,3333 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25,

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_d \cdot n \cdot 1000}{A_s} = \frac{490,8739 \cdot 1000}{8563,3333} = 57,3228 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 50 mm < 2 \cdot h = 2 \cdot 2500 = 5000 mm

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_d \cdot 1000}{s} = \frac{490,8739 \cdot 1000}{50} = 9817,4770 \text{ mm}^2 > A_s = 8563,3333 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 – 50 mm**

b) Perhitungan Tulangan Susut

Tinggi *pile cap*, $h = 2500 \text{ mm}$

$$A_s \text{ susut} = 0,0020 \cdot 1000 \cdot 2500 = 5000 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan D25,

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{A_d \cdot 1000}{A_s} = \frac{490,8739 \cdot 1000}{5000} = 98,1747 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = $90 \text{ mm} < 2 \cdot h = 2 \cdot 2500 = 5000 \text{ mm}$

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_d \cdot 1000}{s} = \frac{490,8739 \cdot 1000}{90} = 5454,1539 \text{ mm}^2 > A_s = 5000 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 – 90 mm**

c) Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser *ultimate*, $V_u = 804,1428 \text{ kN} = 804142,835 \text{ N}$

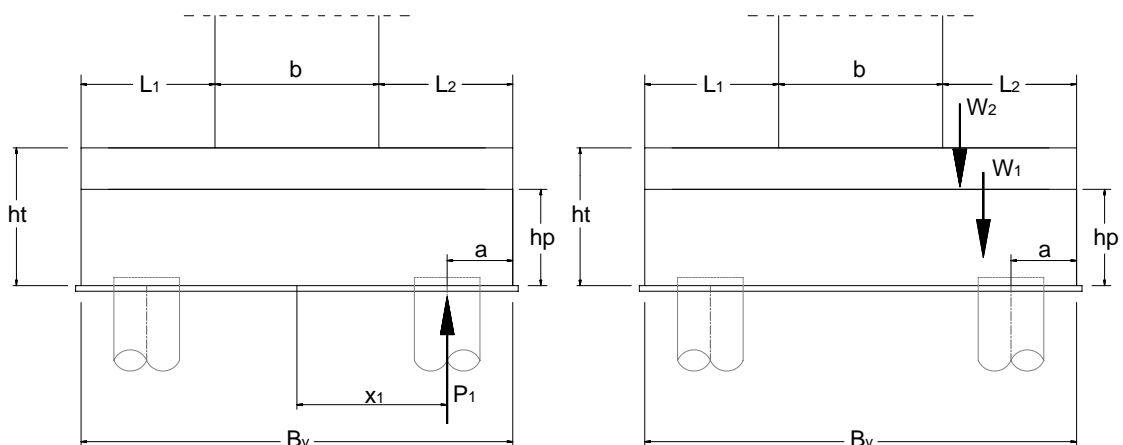
$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,9} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,9} \cdot 1000 \cdot 2385,50 = 1983936,85 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \cdot 1983936,85 = 1190362,11 \text{ N} > V_u = 804142,835 \text{ N}$$

(maka tidak perlu tulangan geser)

Oleh karena itu dipakai tulangan geser minimum **D16 – 300 mm**

b. Tinjauan Fondasi Arah Y



Gambar 5.86 Tinjauan Fondasi Arah Y

Gaya geser maksimum rencana *Pile cap*, P_{maks} rencana = 2967,968 kN

Tebal kolom, $b = 3,0$ m

Jarak pusat tiang bor ke tepi luar *pile cap*:

$$x_p = \frac{[Bx - (nt - 1).xt]}{2} = \frac{[7,90 - (2 - 1).5,50]}{2} = 1,20 \text{ m}$$

Tabel 5.109 Perhitungan Momen Maksimum *Pile cap* Arah Y pada Pilar

Jarak tiang terhadap pusat <i>pile cap</i> Y_{pi} (m)		Lengan terhadap sisi luar dinding Y_i (m)		$M = nb \cdot P_{maks} \cdot Y_i$ (kNm)
$y_{p1} = B_y/2 - y_p$	2.75	$y_1 = y_{p1} - B/2$	1.25	7419.9203
Momen Maksimum pada <i>Pile Cap</i> , $M_p =$				7419.9203

Tabel 5.110 Gaya Geser dan Momen akibat Berat Sendiri *Pile cap* Arah Y

KODE	PARAMETER BERAT BAGIAN BETON				VOLUME (m ³)	BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Panjang	Shape				
W1	2.450	1.750	7.900	1.000	33.8713	846.7813	1.2250	1037.3070
W2	2.450	0.750	4.950	1.000	9.0956	227.3906	0.8167	185.7023
					PMS =	1074.1719	MMS =	1223.0094

Faktor beban *ultimate*, $K = 1,30$

Momen *ultimate* akibat berat *pile cap*, $M_{us} = K \cdot M_{MS}$
 $= 1,30 \cdot 1223,0094 = 1589,9122$ kNm

Gaya geser *ultimate* akibat berat *pile cap*, $V_{us} = K \cdot P_{MS}$
 $= 1,30 \cdot 1074,1719 = 1396,4234$ kN

1) Momen dan gaya geser *Ultimate* Rencana *Pile cap*

Momen *ultimate* rencana *Pile cap*,

$$\begin{aligned} M_r &= M_p - M_{us} \\ &= 7419,9203 - 1589,9122 \\ &= 5830,0081 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dengan lebar *pile cap*, $B_y = 7,90$ m

Maka, momen *ultimate* rencana per meter lebar,

$$M_r = \frac{5830,0081}{7,90} = 737,9757 \text{ kNm}$$

Gaya geser rencana *Pile cap*,

$$\begin{aligned} V_r &= (P_{\text{maks}} \cdot nb) - V_{\text{us}} \\ &= (2967,968 \cdot 2) - 1396,4234 \\ &= 4539,5128 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan lebar *pile cap* $B_y = 7,90 \text{ m}$

Maka, gaya geser *ultimate* rencana per meter lebar,

$$V_u = \frac{4539,5128}{7,90} = 574,6219 \text{ kN}$$

2) Penulangan *Pile cap* arah Y

a) Perhitungan tulangan lentur

Momen rencana *ultimate*, $M_u = 737,976 \text{ kNm}$

Mutu beton, K – 300

Kuat tekan beton, $(f'_c) = 24,90 \text{ MPa}$

Mutu baja, U – 39

Tegangan leleh baja, $(f_y) = 390 \text{ MPa}$

Modulus elastis baja, $E_s = 200000$

Faktor bentuk distribusi tegangan beton $(\beta_1) = 0,85$

Faktor reduksi kekuatan lentur $(\phi) = 0,8$

Faktor reduksi kekuatan geser $(\phi) = 0,6$

Tebal *pile cap* (h_t) , $= h_5 + h_6 = 2500 \text{ mm}$

Penutup beton, $P_b = 40 \text{ mm}$

Jarak tulangan dari sisi luar beton $(d') = 40 + 13 + 25 + 25/2 = 90,50 \text{ mm}$

Tebal efektif *pile cap*, $d = h_t - d' = 2409,50 \text{ mm}$

Rasio tulangan berimbang:

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0280 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot P_b = 0,75 \cdot 0,0280 = 0,0210$$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 24,9} = 18,4266$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$\begin{aligned} R_{max} &= \rho_{max} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \rho_{max} \cdot m\right) \\ &= 0,0210 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,0210 \cdot 18,4266\right) \\ &= 6,5977 \end{aligned}$$

Ditinjau selebar 1 m, (b) = 1000 mm

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{737,976 \cdot 10^3}{0,8} = 922469641 \text{ Nmm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{922469641}{1000 \cdot 2385,50^2} = 0,162$$

Syarat: $R_n < R_{max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}\right)}\right) \\ &= \frac{1}{18,4266} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 18,4266 \cdot 0,162}{390}\right)}\right) \\ &= 0,0004 \end{aligned}$$

Karena: $\rho_{perlu} = 0,0004 < \rho_{min} = 0,0036$

Maka rasio tulangan yang digunakan: $\rho_{min} = 0,0036$

Luas tulangan pokok:

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,0036 \cdot 1000 \cdot 2385,50 = 8563,3333 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25,

$$Ad = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{Ad.n.1000}{As} = \frac{490,8739.1000}{8563,3333} = 57,3228 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 50 mm < 2 . h = 2 . 2500 = 5000 mm

Luas tulangan yang diperlukan:

$$As \text{ pakai} = \frac{Ad.1000}{s} = \frac{490,8739.1000}{50} = 9817,4770 \text{ mm}^2 > As = 8563,3333 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 – 50 mm**

b) Perhitungan Tulangan Susut

Tinggi *pile cap*, h = 2500 mm

$$As \text{ susut} = 0,0020 . 1000 . 2500 = 5000 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan D25,

$$A_{1d} = \frac{1}{4} . \pi . D^2 = \frac{1}{4} . \pi . 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$s = \frac{Ad.1000}{As} = \frac{490,8739.1000}{5000} = 98,1747 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 90 mm < 2 . h = 2 . 2500 = 5000 mm

Luas tulangan yang diperlukan:

$$As \text{ pakai} = \frac{Ad.1000}{s} = \frac{490,8739.1000}{90} = 5454,1539 \text{ mm}^2 > As = 5000 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 – 90 mm**

c) Perhitungan Tulangan Geser

Gaya geser *ultimate*, $V_u = 574,6219 \text{ kN} = 574621,876 \text{ N}$

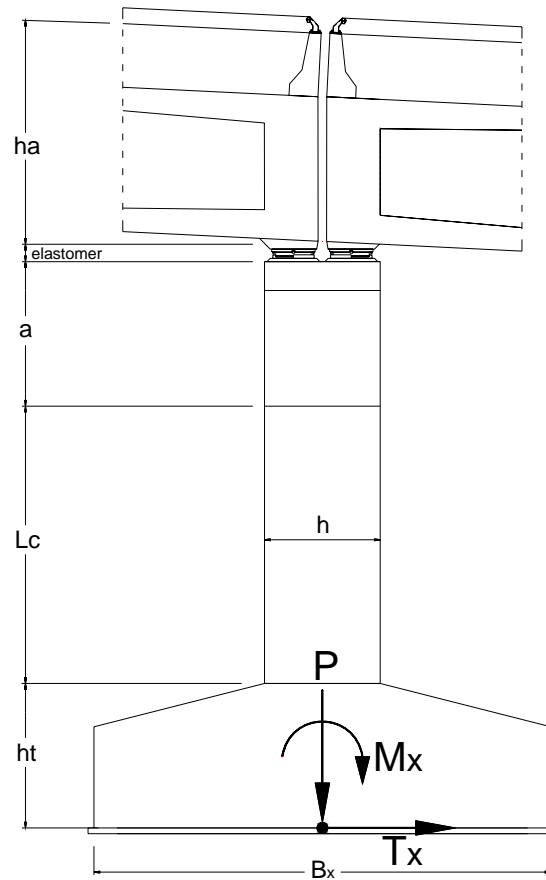
$$V_c = \frac{1}{6} . \sqrt{24,9} . b . d = \frac{1}{6} . \sqrt{24,9} . 1000 . 2385,50 = 1983936,85 \text{ N}$$

$$\phi . V_c = 0,6 . 1983936,85 = 1190362,11 \text{ N} > V_u = 574621,876 \text{ N}$$

(maka tidak perlu tulangan geser)

Oleh karena itu dipakai tulangan geser minimum **D16 – 300 mm**

2. Analisis Kekuatan Kolom Pilar
 a. Tinjauan Pilar Arah Memanjang Jembatan



Gambar 5.87 Tinjauan Pilar Arah Memanjang Jembatan

Tinggi kolom *pier*, $L_c = 4,80$ m

Ukuran penampang, $b = 3,00$ m

$h = 2,00$ m

Luas penampang *pier wall*,

$$A = b \cdot h = 3,00 \cdot 2,00 = 6,00 \text{ m}^2$$

Tabel 5.111 Beban *Ultimate* Pada Kolom Pilar

No.	Kombinasi Beban	P_u (kN)	T_{ux} (kN)	T_{uy} (kN)	M_{ux} (kNm)	M_{uy} (kNm)
1	KOMBINASI - 1	19615.624	1385.392	0.000	13022.682	0.000
2	KOMBINASI - 2	19666.024	3910.476	205.965	22818.811	1847.215
3	KOMBINASI - 3	19666.024	5981.115	205.965	37934.477	1847.215
4	KOMBINASI - 4	17230.624	2967.968	2967.968	19830.868	19830.868

1) Pembesian Kolom *Pier*

Kuat tekan beton, $f'_c = 24,90 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan, U 39

Tegangan leleh baja, $f_y = 390 \text{ MPa}$

Dimensi kolom *pier*, $L_c = 4,80 \text{ m}$

Lebar kolom *pier*, $b = 3,0 \text{ m} = 3000 \text{ mm}$

$h = 2,0 \text{ m} = 2000 \text{ mm}$

Ditinjau Kolom *Pier* selebar 1 m,

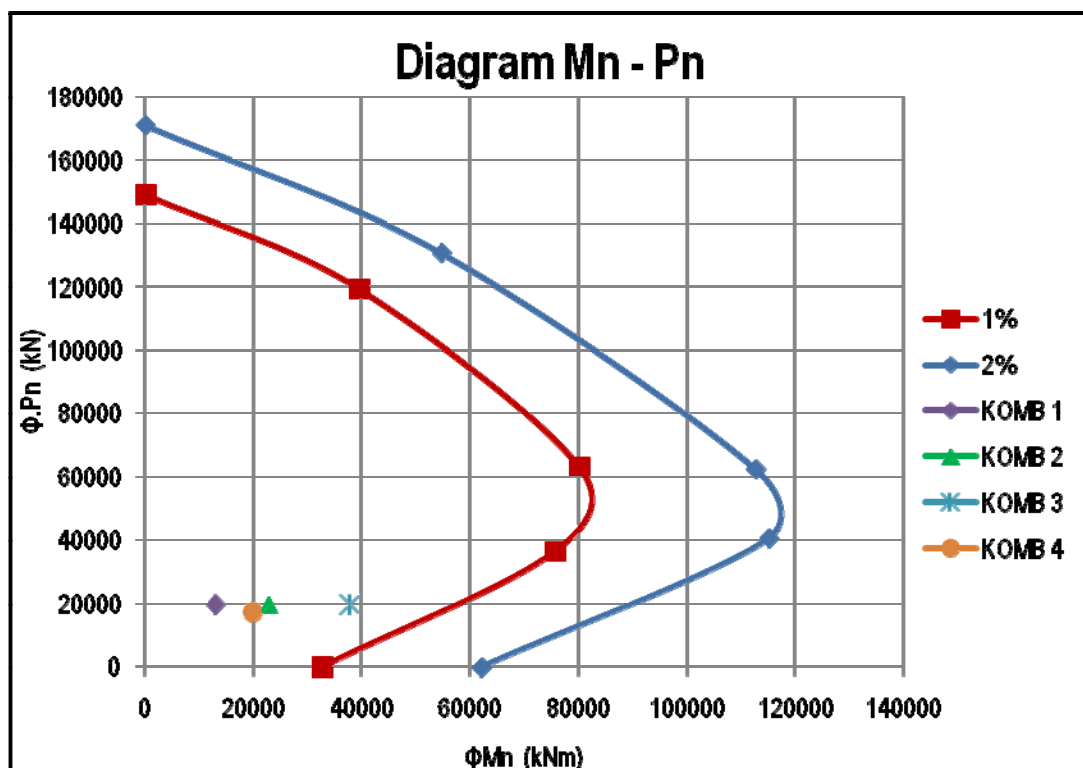
Luas penampang kolom *pier* yang ditinjau,

$$A_g = b \cdot h = 1,0 \cdot 2,0 = 2,0 \text{ m}^2 = 2000000 \text{ mm}^2$$

Tabel diatas diperoleh dari perhitungan pembebanan *ultimate* pada kolom, momen dan gaya aksial yang diambil sebesar:

Gaya aksial *ultimate* pada kolom *pier* (P_u), $= \phi \cdot P_n = 19666,024 \text{ kN}$

Momen *ultimate* pada kolom *pier* (M_u), $= \phi \cdot M_n = 37934,477 \text{ kNm}$



Plot nilai ϕP_n dan ϕM_n ke dalam diagram interaksi kolom, diperoleh rasio tulangan, $\rho = 1\%$

Luas tulangan yang diperoleh,

$$A_s = \rho \cdot A_g = 1\% \cdot 2000000 = 20000 \text{ mm}^2$$

Diameter besi tulangan yang digunakan, $D_{25} = 25 \text{ mm}^2$

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tekan = tulangan tarik

$$A_s \text{ tekan} = A_s \text{ tarik} = \frac{1}{2} \cdot A_s = \frac{1}{2} \cdot 20000 = 10000 \text{ mm}^2$$

Jumlah lapis tulangan, $n = 2$ lapis

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = \frac{A_d \cdot n \cdot b}{A_s} = \frac{490,8739 \cdot 2 \cdot 1000}{10000} = 98,1748 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **2D25 – 90 mm**

2) Perhitungan Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser *pier column* didasarkan atas beban horizontal *ultimate* terhadap *column*.

$$\text{Gaya aksial } \textit{ultimate} \text{ rencana, } P_u = 19666,024 \text{ kN} = 19666024 \text{ N}$$

$$\text{Gaya geser } \textit{ultimate} \text{ rencana, } V_u = 5981,115 \text{ kN} = 5981115 \text{ N}$$

$$\text{Ditinjau per meter, } \frac{V_u}{b} = \frac{5981115}{3,0} = 1993704,993 \text{ N}$$

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

$$h = 2000 \text{ mm}$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,

$$d' = pb + \text{tul geser} + \text{tul lentur}/2 + \text{tul lentur}$$

$$= 40 + 16/2 = 48 \text{ mm}$$

Tebal efektif,

$$d = h - d' = 2000 - 48 = 1952 \text{ mm}$$

$$V_c = 2 \cdot \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$= 2 \cdot \left(1 + \frac{19666024}{14 \cdot 2000000} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,90} \cdot 1000 \cdot 1952 = 5527250,266 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,60 \cdot 5527250,266 \text{ N} = 3316350,160 \text{ N} > V_u = 1993704,993 \text{ N}$$

Gaya geser yang dipikul oleh tulangan geser :

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} = \frac{1993704,993}{0,60} = 9968524,964 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan tulangan 4 kaki, 4 D16.

Luas tulangan geser,

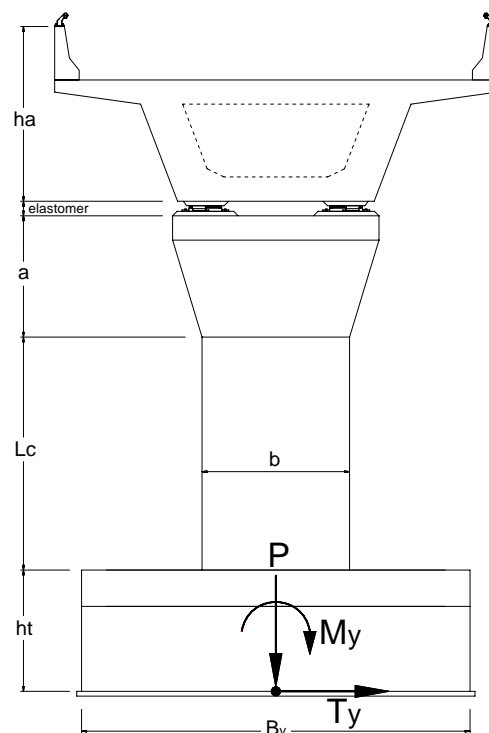
$$A_{sv} = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 804,2477 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan,

$$S = \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{804,2477 \cdot 390 \cdot 1952}{9968524,964} = 184,2573 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **2D16 – 180 mm**

b. Tinjauan Pilar Arah Melintang Jembatan



Gambar 5.88 Tinjauan Pilar Arah Melintang Jembatan

Tinggi kolom *pier*, $L_c = 4,80 \text{ m}$

Ukuran penampang, $b = 3,00 \text{ m}$

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

Luas penampang *pier wall*,

$$A = b \cdot h = 3,00 \cdot 2,00 = 6,00 \text{ m}^2$$

Tabel 5.112 Beban *Ultimate* Pada Kolom Pilar

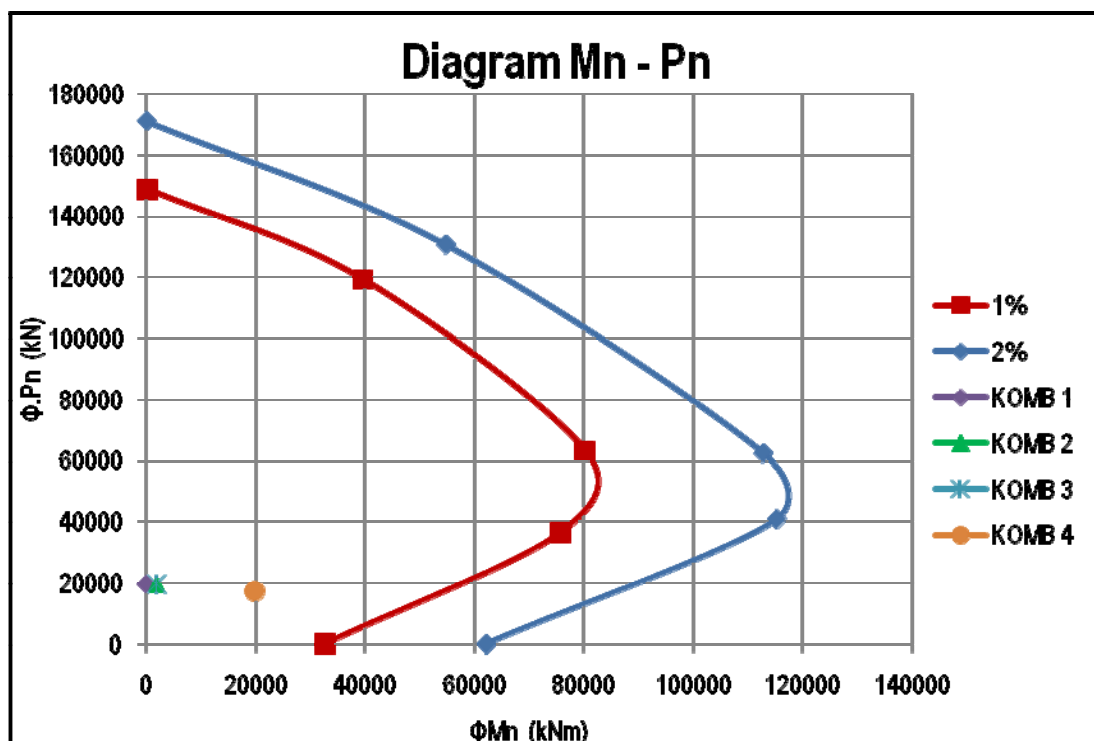
No.	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	KOMBINASI - 1	19615.624	1385.392	0.000	13022.682	0.000
2	KOMBINASI - 2	19666.024	3910.476	205.965	22818.811	1847.215
3	KOMBINASI - 3	19666.024	5981.115	205.965	37934.477	1847.215
4	KOMBINASI - 4	17230.624	2967.968	2967.968	19830.868	19830.868

Luas tulangan kolom *pier* yang diperoleh dari tinjauan arah memanjang jembatan perlu dikontrol apakah kapasitasnya masih cukup untuk mendukung beban *ultimate* kolom *pier* pada arah melintang jembatan. Oleh karena itu perlu dilakukan analisis kekuatan kolom *pier* arah melintang jembatan dengan Diagram Interkasi P-My (untuk arah y).

Dimensi penampang kolom *pier* yang digunakan untuk analisis P-My adalah sebagai berikut :

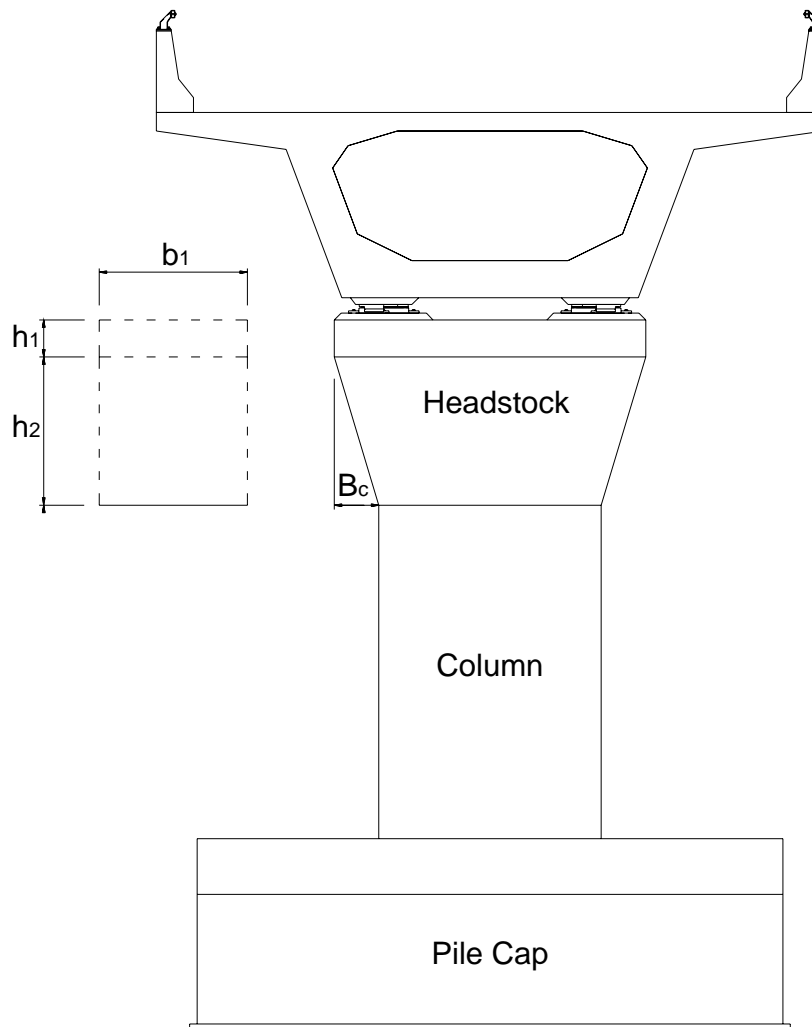
Lebar kolom *pier*, $b = 3,0 \text{ m} = 3000 \text{ mm}$

$h = 2,0 \text{ m} = 2000 \text{ mm}$



Dari diagram diatas diperoleh luas tulangan kolom *pier* dari tinjauan arah memanjang jembatan kapasitasnya masih cukup untuk mendukung beban *ultimate* kolom *pier* pada arah melintang jembatan.

3. Penulangan Kepala Pilar (*Pier Head*)



Gambar 5.89 *Pier Head*

Tinggi *pier head*, $h = h_1 + h_2 = 0,50 + 2,0 = 2,50$ m

Lebar *pier head*, $b = b_1 = 2,0$ m

Lengan gaya reaksi girder terhadap tepi dinding *pier*, $x = 0,30$ m

a. Beban-beban Pier Head meliputi:

1) Beban mati struktur atas (MS):

Berat sendiri struktur atas, $P_{MS} = 15101,483$ kN (lihat pembebanan pada *pier*)

2) Beban mati tambahan(MA):

Berat sendiri struktur atas, $P_{MA} = 1050,725$ kN (lihat pembebanan pada *pier*)

- 3) Beban lajur (TD):
Berat sendiri struktur atas, $P_{TD} = 2385,0$ kN (lihat pembebanan pada *pier*)
- 4) Beban angin (EW):
Berat sendiri struktur atas, $P_{EW} = 50,40$ kN (lihat pembebanan pada *pier*)

Momen dan Gaya Geser *Ultimate Pier Head*

M_u dan V_u ditinjau selebar 1 m, dengan $B_a = 4,20$ m

Tabel 5.113 Momen dan Gaya Geser *Ultimate Pier Head*

No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Faktor Beban	V_u (kN)	M_u (kNm)
1	Berat sendiri	MS	3595.591	1.300	4674.268	1402.281
2	Beban mati tambahan	MA	250.173	2.000	500.345	150.104
3	Beban lajur "D"	TD	567.857	2.000	1135.714	340.714
4	Beban angin	EW	12.000	1.200	14.400	4.320
					6324.728	1897.418

b. Penulangan *Pier Head*

1) Perhitungan Tulangan Lentur

Dari perhitungan pembebanan pada *pier head* maka didapat besarnya momen *ultimate* dan gaya geser *ultimate* yang terbesar pada rekap kombinasi *pier head* pada tabel 5.113 yaitu sebesar:

$$M_u = 1897,418 \text{ kNm}$$

$$V_u = 6324,728 \text{ kN}$$

$$\text{Tinggi } \textit{pier head}, h = h_1 + h_2 = 0,50 + 2,0 = 2,50 \text{ m} = 2500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } \textit{pier head}, b_1 = 2,0 \text{ m} = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Penutup beton } (p_b) = 40 \text{ mm}$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = p_b + D_{\text{tul geser}} + D_{\text{tul lentur}}/2$$

$$= 40 + 16 + 25/2 = 68,50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif } (d) = h_t - d' = 2500 - 68,50 = 2431,50 \text{ mm}$$

Rasio tulangan berimbang:

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0280\end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0280 = 0,0210$$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 24,9} = 18,4266$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$\begin{aligned}R_{max} &= \rho_{max} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \rho_{max} \cdot m \right) \\ &= 0,0210 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,0210 \cdot 18,4266 \right) \\ &= 6,5977\end{aligned}$$

Lebar *pier head*, $b_1 = 2000$ mm

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1897,418 \cdot 10^3}{0,8} = 2371772968,75 \text{ Nmm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{2371772968,75}{2000 \cdot 2431,50^2} = 0,201$$

Syarat: $R_n < R_{max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{18,4266} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 18,4266 \cdot 0,201}{390} \right)} \right) \\ &= 0,0005\end{aligned}$$

Karena: $\rho_{perlu} = 0,0005 < \rho_{min} = 0,0036$

Maka rasio tulangan yang digunakan: $\rho_{min} = 0,0036$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0036 \cdot 2000 \cdot 2431,50 = 17456,9231 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25,

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_d \cdot 2000}{A_s} = \frac{490,8739 \cdot 2000}{17456,9231} = 56,2383 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 50 mm < 2 · h = 2 · 2500 = 5000 mm

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_d \cdot 1000}{s} = \frac{490,8739 \cdot 2000}{50} = 19634,954 \text{ mm}^2 > A_s = 17456,923 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 – 50 mm**

2) Tulangan Bawah

Tinggi *pier head*, $h = h_1 + h_2 = 0,50 + 2,0 = 2,50 \text{ m} = 2500 \text{ mm}$

Lebar *pier head*, $b_1 = 2,0 \text{ m} = 2000 \text{ mm}$

Penutup beton (p_b) = 40 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton

$$\begin{aligned}d' &= p_b + D_{tul \text{ geser}} + D_{tul \text{ lentur}}/2 \\ &= 40 + 16 + 25/2 = 68,50 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tebal efektif (d) = $h_t - d' = 2500 - 68,50 = 2431,50 \text{ mm}$

Rasio tulangan berimbang:

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,85 \frac{0,85 \cdot 24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,0280$$

Rasio tulangan maksimum:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot P_b = 0,75 \cdot 0,0280 = 0,0210$$

Rasio tulangan minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{390}{0,85 \cdot 24,9} = 18,4266$$

Faktor tahanan momen maksimum:

$$\begin{aligned} R_{max} &= \rho_{max} \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \rho_{max} \cdot m \right) \\ &= 0,0210 \cdot 390 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,0210 \cdot 18,4266 \right) \\ &= 6,5977 \end{aligned}$$

Lebar *pier head*, $b_1 = 2000$ mm

Momen nominal rencana:

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1897,418 \cdot 10^3}{0,8} = 2371772968,75 \text{ Nmm}$$

Faktor tahanan momen:

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{2371772968,75}{2000 \cdot 2431,50^2} = 0,201$$

Syarat: $R_n < R_{max}$ OK

Rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \frac{1}{18,4266} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 18,4266 \cdot 0,201}{390} \right)} \right) \\ &= 0,0005 \end{aligned}$$

Karena: $\rho_{perlu} = 0,0005 < \rho_{min} = 0,0036$

Maka rasio tulangan yang digunakan: $\rho_{min} = 0,0036$

Luas tulangan pokok:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0036 \cdot 2000 \cdot 2431,50 = 17456,9231 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan pokok D25,

$$A_d = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_d \cdot 2000}{A_s} = \frac{490,8739 \cdot 2000}{17456,9231} = 56,2383 \text{ mm}$$

Dipakai jarak tulangan = 50 mm < 2 . h = 2 . 2500 = 5000 mm

Luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_d \cdot 1000}{s} = \frac{490,8739 \cdot 2000}{50} = 19634,954 \text{ mm}^2 > A_s = 17456,923 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Jadi dipakai tulangan pokok **D25 – 50 mm**

b. Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 6324,728 \text{ kN}$$

$$= 6324728 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,90} \cdot 2000 \cdot 2431,50 = 4044386,879 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,60 \cdot 4044386,879 = 2426632,127 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c = \frac{1}{2} \cdot 0,60 \cdot 4044386,879 = 1213316,064 \text{ N} < 6324728 \text{ N}$$

(perlu tulangan geser)

$$\phi \cdot V_s = V_u - \phi \cdot V_c = 6324728 - 2426632,127 = 3898095,873 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} = \frac{3898095,873}{0,60} = 6496826,455 \text{ N}$$

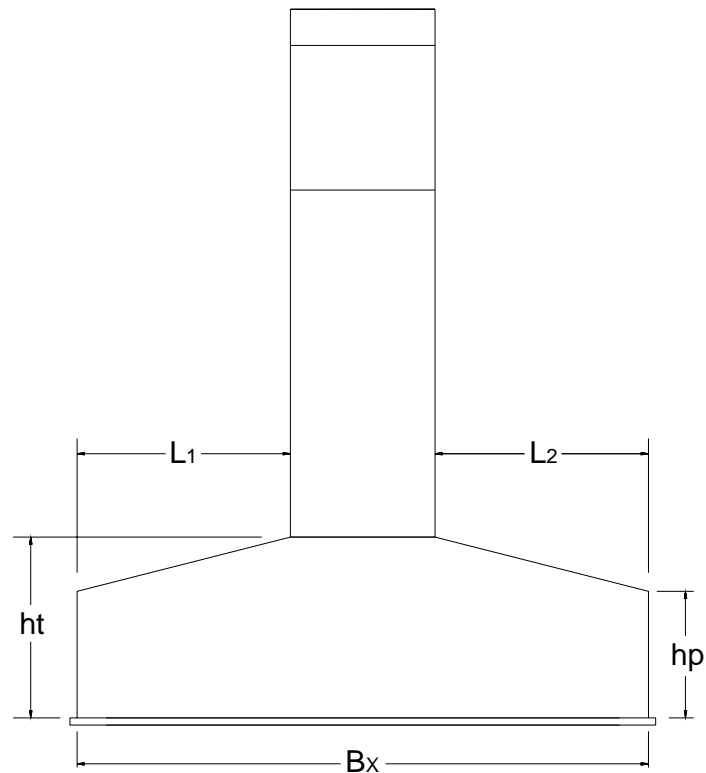
Untuk tulangan geser digunakan sengkang, 4 D16

$$\text{Luas tulangan geser, } A_{sv} = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 804,2477 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{804,2477 \cdot 390 \cdot 2431,50}{6496826,455} = 117,3890 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan geser **2D16 – 110 mm**

5.6.7 Kapasitas Daya Dukung *Pile Cap* Pada Pilar



Gambar 5.90 Penampang Pilar

Pada perhitungan daya dukung *pile cap* ini, nilai tegangan tanah maksimal harus lebih kecil atau sama dengan nilai tegangan tanah ijin. Jika nilai tersebut lebih besar dari tegangan tanah ijin, maka diperlukan perhitungan pondasi.

Diketahui :

Lebar arah x, $B_x = 7,90$ m

Lebar arah y, $B_y = 7,90$ m

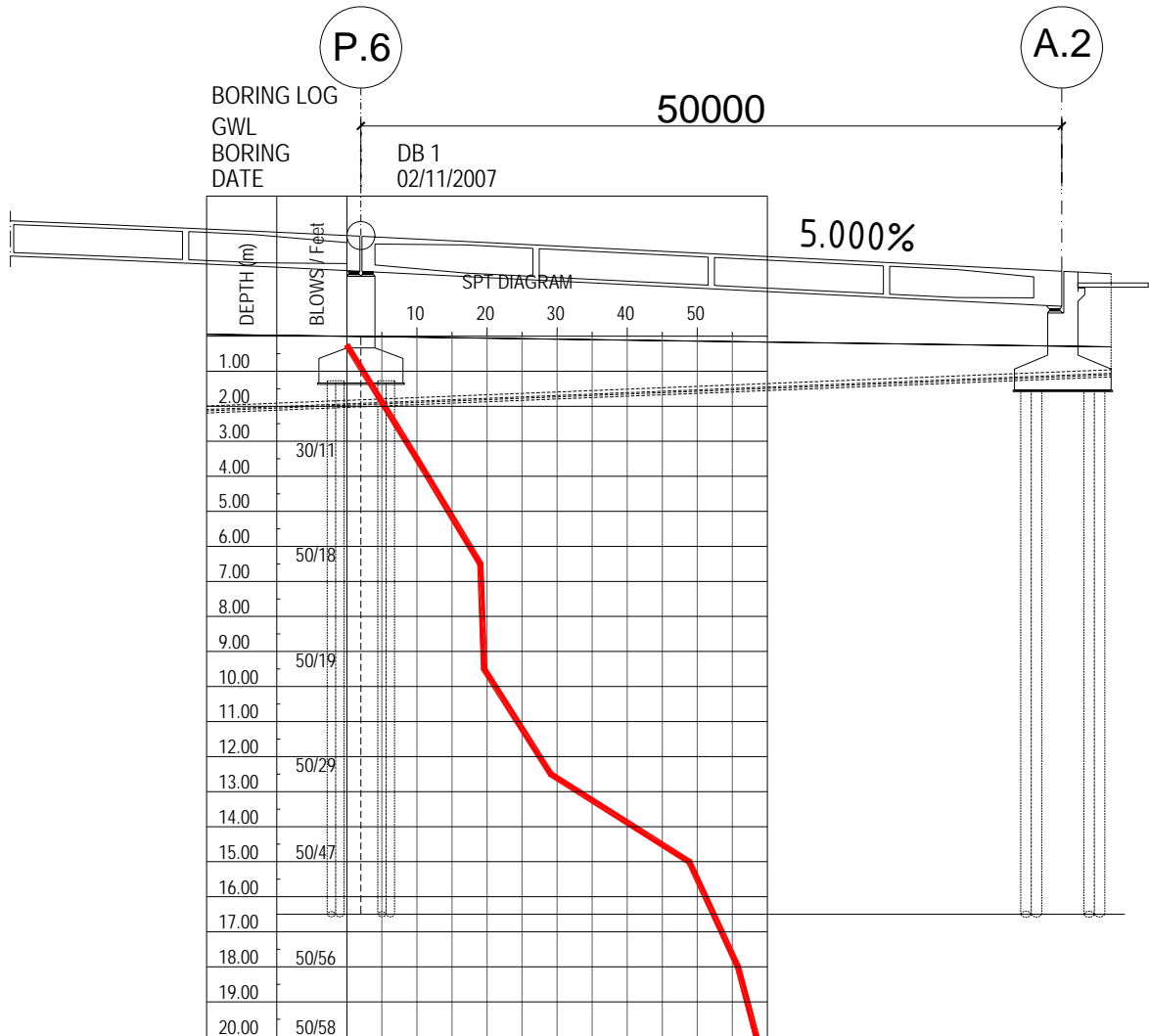
Panjang bagian depan, $L_1 = 2,95$ m

Tebal, $h_p = 1,75$ m

Tebal, $h_t = 2,50$ m

Panjang bagian belakang, $L_2 = 2,95$ m

1. Daya Dukung Ijin Tanah



Gambar 5.91 Data Tanah N-SPT Jembatan Layang Jombor

a. Menurut Terzaghi

Ukuran dasar *pile cap*:

Lebar arah x, $B_x = 7,90 \text{ m}$

Lebar arah y, $B_y = 7,90 \text{ m}$

Parameter tanah dasar *pile cap*:

Sudut gesek, $\phi = 37^\circ$

Kohesi, $C = 0 \text{ kPa}$

Berat volume, $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^2$

Safety factor, $SF = 3$

Kedalaman *pile cap* pilar, $D_f = 3,50 \text{ m}$

Dari parameter kekuatan tanah di ujung tanah (*end bearing*) diperoleh:

$$N_c = 72,96$$

$$N_q = 57,36$$

$$N_\gamma = 65,48$$

Daya dukung tanah *ultimate* :

$$\begin{aligned} q_{ult} &= c \cdot N_c (1 + 0,3B/L) + D_f \cdot \gamma \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma (1 - 0,2B/L) \\ &= 0,72,96(1+7,90/7,90) + 1,50 \cdot 20 \cdot 0,57,36 + 0,5 \cdot 20 \cdot 0,6,90 \cdot 65,48(1-0,2 \cdot 7,90/7,9) \\ &= 5859,136 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Daya dukung tanah ijin,

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{5859,136}{3} = 1953,0453 \text{ kN/m}^2$$

b. Menurut Bowles (Data Pengujian SPT)

Daya dukung ijin tanah,

$$q_{all} = 12,5 \cdot N' \cdot [(B + 0,3) / B]^2 \cdot K_d$$

$$\text{dengan } K_d = (1 + 0,33 \cdot H / B) \leq 1,33$$

$$\text{Nilai SPT hasil pengujian, } N = 50 \text{ pukulan / 30 cm}$$

$$\text{Nilai SPT terkoreksi, } N' = 15 + 1/2 \cdot (N-15)$$

$$= 15 + 1/2 \cdot (50 - 15)$$

$$= 32,50 \text{ pukulan / 30 cm}$$

$$\text{Lebar fondasi } \textit{pile cap}, B = 7,90 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman } \textit{pile cap} \text{ pilar, } D_f = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Faktor kedalaman fondasi, } K_d = (1 + 0,33H/B)$$

$$= (1+0,33 \cdot 3,50/7,90)$$

$$= 1,0626$$

$$\text{Diambil : } K_d = 1,0626$$

$$q_{all} = 12,5 \cdot N' \cdot [(B + 0,3) / B]^2 \cdot K_d$$

$$= 12,5 \cdot 32,50 \cdot [(7,90 + 0,3) / 7,90]^2 \cdot 1,0626$$

$$= 465,1152 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 5.114 Rekap Daya Dukung Ijin Tanah pada Pilar

No	Uraian Daya Dukung Aksial Pile Cap Pilar	qall (kN/m ²)
1	Pengujian lab. Hasil Boring (Terzaghi dan Thomlinson)	1953.0453
2	Pengujian SPT (Bowles)	465.1152
Daya dukung aksial terkecil, qall =		465.1152
Diambil daya dukung aksial ijin tanah : q ijin =		465.1152

2. Kontrol Daya Dukung Tanah

Ukuran dasar *pile cap* :

$$B_x = 7,90 \text{ m}$$

$$B_y = 7,90 \text{ m}$$

Tegangan tanah ijin,

$$q_{all} = 465,1152 \text{ kN/m}^2$$

5.6.8 Fondasi Tiang Bor Pada Pilar

1. Data Fondasi Tiang Bor Pilar

a. Bahan Material Fondasi

Mutu beton, K-300

Kuat tekan beton, $f'_c = 24,90 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan, U-390

Tegangan leleh baja, $f_y = 390 \text{ MPa}$

Modulus elastik beton, $E_s = 20000 \text{ MPa}$

Berat beton bertulang, $W_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Berat volume tanah, $W_s = 20,0 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek dalam, $\phi = 37^\circ$

Kohesi tanah, $C = 0 \text{ kPa}$

b. Dimensi *Pile Cap*

Lebar arah x, $B_x = 7,90 \text{ m}$

Lebar arah y, $B_y = 7,90 \text{ m}$

Tebal, $h_p = 1,75 \text{ m}$

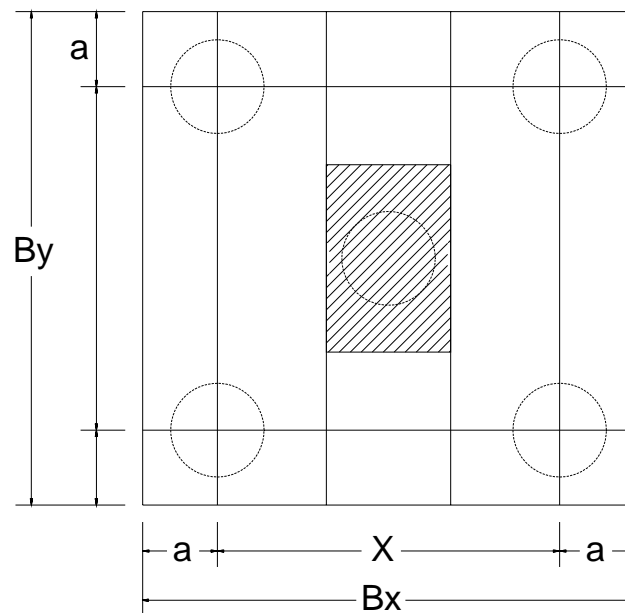
$h_t = 2,50 \text{ m}$

Panjang, $L_x = 2,95 \text{ m}$

c. Dimensi Tiang Bor

Diameter, $D = 1,50 \text{ m}$ Panjang, $L = 16,50 \text{ m}$ Jarak pusat tiang bor terluar terhadap sisi luar *pile cap*, $a = 1,20 \text{ m}$

d. Data Susunan Tiang Bor

Jumlah baris tiang bor, $n_y = 2 \text{ buah}$ Jumlah tiang bor dalam 1 baris, $n_x = 2 \text{ buah}$ Jarak tiang bor arah X, $X = 5,50 \text{ m}$ Jarak tiang bor arah Y, $Y = 5,50 \text{ m}$ 

Gambar 5.92 Susunan *Bor Pile* Pada Pilar

2. Daya Dukung Aksial Ijin Tiang Bor

a. Berdasarkan Kekuatan Bahan

Kuat tekan beton, $f^c = 24,90 \text{ MPa}$ Tegangan ijin beton, $f = 0,3 \cdot f^c \cdot 1000$

$$= 0,3 \cdot 24,90 \cdot 1000 = 7470 \text{ kN/m}^2$$

Luas tampang tiang bor, $A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,50^2 = 1,7671 \text{ mm}^2$ Panjang tiang bor, $L = 16,50 \text{ m}$

Berat tiang, $W = A \cdot L \cdot \gamma_c$

$$= 1,7671 \cdot 16,50 \cdot 25,0 = 728,9477 \text{ kN}$$

Daya dukung ijin tiang bor,

$$P_{ijin} = A \cdot f - W = 1,7671 \cdot 7470 - 728,9477 = 12471,6319 \text{ kN}$$

b. Berdasarkan Kekuatan Tanah

1) Menurut Terzaghi

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot R \cdot N_\gamma$$

D_f = Kedalaman tiang bor, $D_f = L = 16,50 \text{ m}$

$$R = \text{Jari-jari penampang tiang bor, } = \frac{D}{2} = \frac{1,50}{2} = 0,75 \text{ m}$$

Parameter dasar tanah *pile cap* :

Sudut gesek dalam, $\phi = 37^\circ$

Kohesi tanah, $C = 0 \text{ kPa}$

Berat volume, $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$

Safety factor, $SF = 3$

Dari parameter kekuatan tanah di ujing tanah (*end bearing*) diperoleh

$$N_c = 72,96$$

$$N_q = 57,36$$

$$N_\gamma = 65,48$$

Daya dukung tanah *ultimate* :

$$\begin{aligned} q_{ult} &= 1,3 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot R \cdot N_\gamma \\ &= 1,3 \cdot 0 \cdot 72,96 + 20,0 \cdot 16,50 \cdot 57,36 + 0,5 \cdot 20,0 \cdot 0,75 \cdot 65,48 \\ &= 19419,900 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang tiang bor,

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,50^2 = 1,7671 \text{ m}^2$$

Angka aman, $SF = 3$

Daya dukung ijin tiang bor,

$$P_{ijin} = \frac{A \cdot Q_{ult}}{SF} = \frac{1,7671 \cdot 19419,900}{3} = 11439,2653 \text{ kN}$$

2) Menurut Mayerhoff (Data Pengujian SPT)

$$Q_{ult} = 40 \cdot N' \quad N' = \text{nilai SPT terkoreksi}$$

Nilai SPT hasil pengujian, $N = 50$ pukulan / 30 cm

$$\text{Nilai SPT terkoreksi, } N' = 15 + \frac{1}{2}(N - 15)$$

$$= 15 + \frac{1}{2}(50 - 15) = 32,50 \text{ pukulan / 30 cm}$$

$$Q_{ult} = 40 \cdot N' = 40 \cdot 32,50 = 1300 \text{ ton/m}^2 = 13000 \text{ kN/m}^2$$

Luas penampang tiang bor,

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,50^2 = 1,7671 \text{ m}^2$$

Angka aman, $SF = 3$

Daya dukung ijin tiang bor,

$$P_{ijin} = \frac{A \cdot Q_{ult}}{SF} = \frac{1,7671 \cdot 13000}{3} = 7657,632 \text{ kN}$$

Tabel 5.115 Rekap Daya Dukung Aksial *Bor Pile* Pilar

No	Uraian Daya Dukung Aksial Tiang Bor	P (kN)
1	Berdasarkan Kekuatan Bahan	12471.631
2	Pengujian lab. Hasil Boring (Terzaghi)	11439.265
3	Pengujian SPT (Meyerhoff)	7657.6320
Daya dukung aksial terkecil, P =		7657.6320
Diambil daya dukung aksial ijin tanah : P ijin =		7657.6320

b. Daya Dukung Ijin Lateral *Bor Pile*

$$\text{Kedalaman ujung tiang, } L_a = h_p = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Sudut gesek, } \phi = 37^\circ$$

$$\text{Panjang tiang bor, } L_e = 16,50 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jepitan tiang bor, } L_d = \frac{1}{3} \cdot L_e = \frac{1}{3} \cdot 16,50 = 5,50 \text{ m}$$

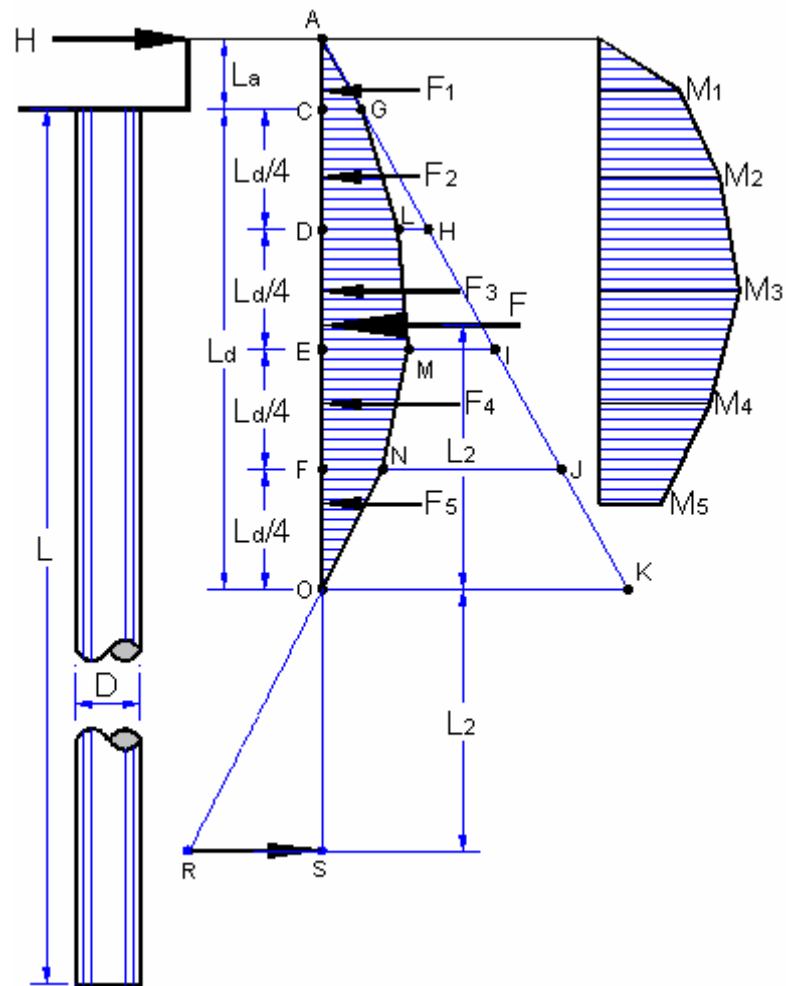
$$B_y = 7,90 \text{ m}$$

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah pasif, } K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$= \tan^2(45 + 37/2)$$

$$= 4,0228$$



Gambar 5.93 Diagram Tekanan Tanah Pasif *Bor Pile* Pilar

Tabel 5.116(a) Tekanan Tanah Pasif Efektif pada *Bor Pile*

Bagian	Kedalaman	H (m)	H.Ws.Kp (kN/m ²)	Bagian	P (kN/m ²)
OK	$La + Ld =$	7.250	583.3047	O	0.0000
FJ	$La + 3/4 \cdot Ld =$	5.875	472.6779	FN = $1/4 \cdot FJ$	118.1695
EI	$La + 1/2 \cdot Ld =$	4.500	362.0512	EM = $1/2 \cdot EI$	181.0256
DH	$La + 1/4 \cdot Ld =$	3.125	251.4244	DL = $2/3 \cdot DH$	167.6163
CG	$La =$	1.750	140.7977	CG	140.7977

Tabel 5.116(b) Tekanan Tanah Pasif Efektif pada *Bor Pile*

KODE	P1 (kN/m ²)	P2 (kN/m ²)	Panjang Bagian		F (kN)	Lengan terhadap O	M (kNm)
			Notasi	m			
F1	0.0000	118.1695	La =	1.750	1033.9831	6.083	6290.0636
F2	118.1695	181.0256	Ld/4 =	1.375	2056.9663	4.813	9899.1502
F3	181.0256	167.6163	Ld/4 =	1.375	2396.9131	3.438	8239.3888
F4	167.6163	140.7977	Ld/4 =	1.375	2120.3462	2.063	4373.2140
F5	140.7977	0.0000	Ld/4 =	1.375	967.9841	0.917	887.31879
F =					8576.1728	M =	29689.135

Jarak tekanan tanah maksimum ke pusat rotasi,

$$L_2 = \frac{M}{F} = \frac{29689.135}{8576.1728} = 3,4618 \text{ m}$$

$$\text{Gaya lateral, } H = \frac{F \cdot 2 \cdot L_2}{L_2 + L_d + L_a} = \frac{8576,1728 \cdot 2 \cdot 3,4618}{3,4618 + 4,0 + 1,75} = 5543,2537 \text{ kN}$$

Jumlah baris tiang, $n_y = 2$ buah

Jumlah tiang per baris, $n_x = 2$ buah

Gaya lateral satu tiang bor,

Angka aman, $SF = 1,20$

Daya dukung ijin lateral tiang bor,

$$H_{\text{ijin}} = \frac{H}{n_y \cdot n_x \cdot SF} = \frac{5543,2537}{2 \cdot 2 \cdot 1,20} = 1154,8445 \text{ kN}$$

c. Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral

Tabel 5.117 Perhitungan Dengan Cara *Bending Momen Diagram* (BMD)

KODE	Hi (m)	Mhi (kNm)	Lengan yf (m)	Momen Akibat Gaya F (kNm)					BMD (kNm)
				F1	F2	F3	F4	F5	
M1	1.167	6467.129	0.583						6467.129
M2	2.438	13511.681	1.854	1917.18					11594.504
M3	3.813	21133.655	3.229	3338.90	6642.29				11152.464
M4	5.188	28755.628	4.604	4760.63	9470.62	11035.79			3488.595
M5	6.333	35107.273	5.750	5945.40	11827.56	13782.25	12191.99		-8639.926

Momen terbesar, $M_{maks} = 11594,504 \text{ kNm}$

Jumlah baris tiang, $n_y = 2 \text{ buah}$

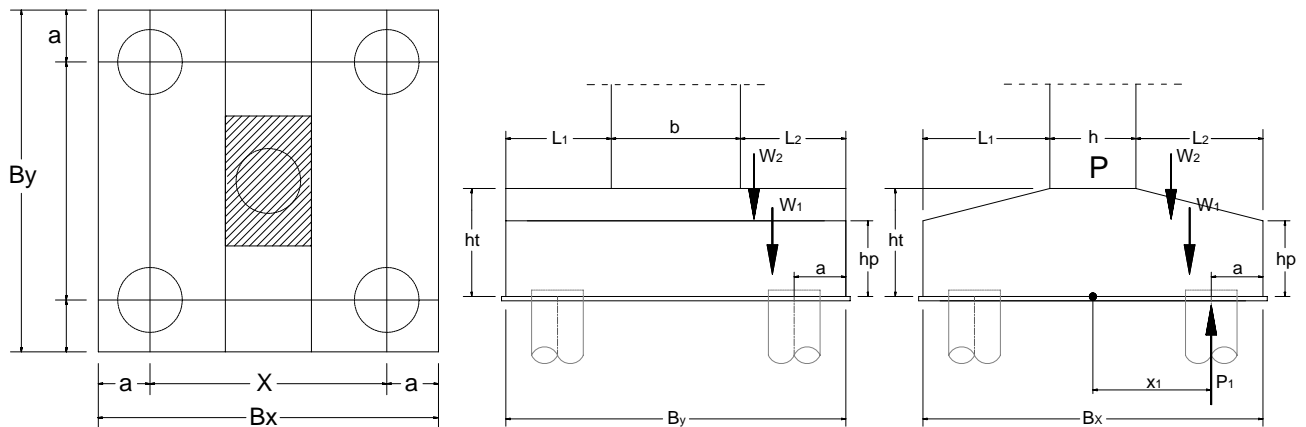
Jumlah tiang per baris, $n_x = 2 \text{ buah}$

Angka aman, $SF = 3$

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral,

$$M_{ijin} = \frac{M_{maks}}{n_y \cdot n_x \cdot SF} = \frac{11594,504}{2 \cdot 2 \cdot 1,20} = 966,209 \text{ kNm}$$

d. Gaya Aksial Pada Tiang Bor



Gambar 5.94 Gaya yang Diterima Bor Pile Pilar

Jumlah Bor Pile, $n = 5 \text{ buah}$

X max = 2.95 m				Y max = 2.45 m			
x1	2.95	$x1^2$	21.756	y1	2.45	$y1^2$	15.006
x2	1	$x2^2$	2.5	y2	1	$y2^2$	2.5
$\Sigma X^2 =$			24.256	$\Sigma Y^2 =$			17.506

e. Tinjauan Terhadap Kombinasi Beban

1) Tinjauan Terhadap Kombinasi Beban Arah X

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor :

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot X_{maks}}{\Sigma X^2}$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_x \cdot X_{maks}}{\Sigma X^2}$$

Tabel 5.118 Gaya Aksial yang Diterima Satu *Bor Pile* Arah X

No.	Kombinasi Beban	ΣP (kN)	M_x (kNm)	Pmaks (kN)	Pmin (kN)
1	KOMBINASI - 1	18537.208	8243.080	4709.950	2704.933
2	KOMBINASI - 2	18587.608	16350.447	5706.032	1729.011
3	KOMBINASI - 3	18587.608	36642.711	8173.940	-738.897
4	KOMBINASI - 4	16152.208	27250.789	6544.632	-83.749

2) Tinjauan Terhadap Kombinasi Beban Arah Y

Gaya aksial maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor :

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot Y_{maks}}{\Sigma Y^2}$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y \cdot Y_{maks}}{\Sigma Y^2}$$

Tabel 5.119 Gaya Aksial yang Diterima Satu *Bor Pile* Arah Y

No.	Kombinasi Beban	ΣP (kN)	M_y (kNm)	Pmaks (kN)	Pmin (kN)
1	KOMBINASI - 1	18537.208	0.000	3707.442	3707.442
2	KOMBINASI - 2	18587.608	4368.439	4328.885	3106.158
3	KOMBINASI - 3	18587.608	4368.439	4328.885	3106.158
4	KOMBINASI - 4	16152.208	27250.789	7044.190	-583.307

f. Gaya Lateral Pada *Bor Pile*Tabel 5.120 Gaya Lateral yang Diterima Satu *Bor Pile*: $h = T / n$

No.	Kombinasi Beban	T_x (kN)	T_y (kN)	h_x (kN)	h_y (kN)	Hmaks (kN)
1	KOMBINASI - 1	692.696	0.000	138.539	0.000	138.539
2	KOMBINASI - 2	1963.599	671.637	392.720	134.327	392.720
3	KOMBINASI - 3	4034.238	671.637	806.848	134.327	806.848
4	KOMBINASI - 4	2967.968	2967.968	593.594	593.594	593.594

g. Kontrol Daya Dukung Ijin *Bor Pile*

1) Kontrol Daya Dukung Ijin Aksial (Arah X)

Tabel 5.121 Daya Dukung Ijin Aksial Arah X

No.	Kombinasi Beban	Pmaks (kN)	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	4709.950	< 100% . Pijin	7657.632	AMAN
2	KOMBINASI - 2	5706.032	< 125% . Pijin	9572.040	AMAN
3	KOMBINASI - 3	8173.940	< 140% . Pijin	10720.685	AMAN
4	KOMBINASI - 4	6544.632	< 150% . Pijin	11486.448	AMAN

2) Kontrol Daya Dukung Ijin Aksial (Arah Y)

Tabel 5.122 Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y

No.	Kombinasi Beban	Pmaks (kN)	Kontrol terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	3707.442	< 100% . Pijin	7657.632	AMAN
2	KOMBINASI - 2	4328.885	< 125% . Pijin	9572.040	AMAN
3	KOMBINASI - 3	4328.885	< 140% . Pijin	10720.685	AMAN
4	KOMBINASI - 4	7044.190	< 150% . Pijin	11486.448	AMAN

3) Kontrol Daya Dukung Ijin Lateral

Tabel 5.123 Daya Dukung Ijin Lateral

No.	Kombinasi Beban	Hmaks (kN)	Kontrol terhadap Gaya Geser Ijin	Hijin (kN)	Keterangan
1	KOMBINASI - 1	138.539	< 100% . Pijin	1154.845	AMAN
2	KOMBINASI - 2	392.720	< 125% . Pijin	1443.556	AMAN
3	KOMBINASI - 3	806.848	< 140% . Pijin	1616.782	AMAN
4	KOMBINASI - 4	593.594	< 150% . Pijin	1732.267	AMAN

5.6.9 Pembesian *Bor Pile* Pilar

1. Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

Beban Maksimum pada *bor pile* :

P_{maks} = Pijin diperoleh dari perhitungan kontrol gaya pada tiang bor terhadap daya dukung ijin aksial.

M_{maks} diperoleh dari perhitungan momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral.

P_{maks} = Pijin = 7657,6321 kN

M_{maks} = 966,209 kNm

Faktor bebas *ultimate*, $\phi = 1,50$

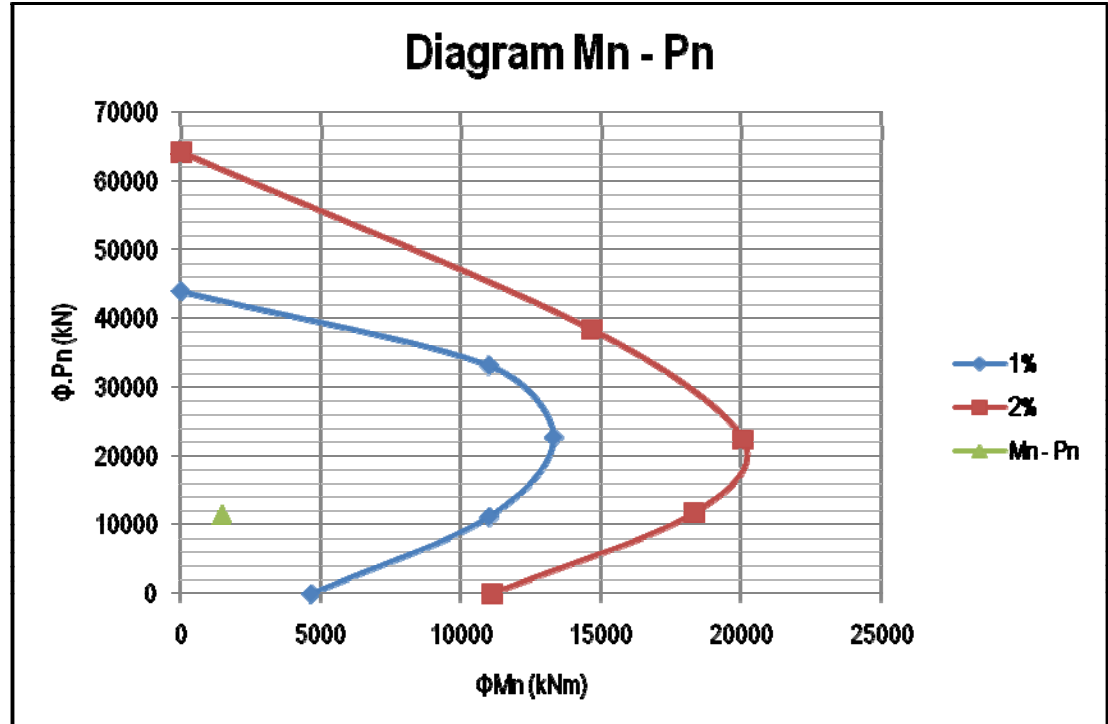
$\phi \cdot P_n = P_u = 1,50 \cdot 7657,6321 = 11486,4481$ kN

$\phi \cdot M_n = M_u = 1,50 \cdot 966,209 = 1449,3130$ kNm

Kuat tekan beton, $f'_c = 24,90$ MPa

Diameter tiang bor, $D = 1500$ mm

Luas penampang tiang bor, $A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1500^2 = 1767145,9$ mm²



Plot nilai $\phi \cdot P_n$ dan $\phi \cdot M_n$ ke dalam diagram interaksi *bor pile*, diperoleh rasio tulangan, $\rho = 1\%$

Luas tulangan yang diperoleh, $A_s = \rho \cdot A_g = 1\% \cdot 1767145,9 = 17671 \text{ mm}^2$

Diameter besi tulangan yang digunakan, D25

$$A_{1d} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2 = 490,8739 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan,

$$n = \frac{A_s}{A_{1d}} = \frac{17671}{490,8739} = 36 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan **36 D25**

2. Perhitungan Tulangan Geser

Perhitungan geser *bor pile* didasarkan atas momen dan gaya aksial untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Panjang tiang *bor pile*, $L = 16,50 \text{ m} = 16500 \text{ mm}$

Gaya aksial *ultimate*, $P_u = 11486,4481 \text{ kN}$

Momen *ultimate*, $M_u = 1449,3130 \text{ kNm} = 1449312990 \text{ Nmm}$

Gaya lateral ijin, $h_{ijin} = 1154,8445 \text{ kN} = 1154844,52 \text{ N}$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$

Gaya geser *ultimate* akibat momen,

$$V_u = \frac{M_u}{L} = \frac{1449312990}{16500} = 87837,1509 \text{ N}$$

Gaya geser *ultimate* akibat gaya lateral,

$$V_u = K \cdot h_{ijin} = 1,50 \cdot 1154844,52 = 1732266,773 \text{ N}$$

Diambil, gaya geser *ultimate* rencana, $V_u = 1732266,773 \text{ N}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton

$$d' = p_b + D_{tul \text{ geser}} + D_{tul \text{ lentur}}/2$$

$$= 70 + 16 + 25/2 = 98,5 \text{ mm}$$

Diameter *bor pile*, $D = 1,50 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$

Luas penampang tiang bor

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1500^2 = 1767145,9 \text{ mm}^2$$

Tebal ekivalen penampang, $h = \sqrt{A_g} = \sqrt{1767145,9} = 1329,3404 \text{ mm}$

Lebar ekivalen penampang, $b = h = 1329,3404 \text{ mm}$

Tebal efektif, $d = h - d' = 1329,3404 - 98,5 = 1230,8404 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \frac{Pu}{14.Ag} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= 2 \left(1 + \frac{8969555,3}{14.1767145,9} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,90} \cdot 1329,3404 \cdot 1230,8404 \\ &= 3708254,1733 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} = \frac{1257550,19}{0,60} = 2095916,98 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan tulangan geser berpenampang 2 kaki D16.

Luas tulangan geser,

$$A_{sv} = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 402,1239 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan,

$$S = \frac{A_{sv} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{402,1239 \cdot 390 \cdot 1230,8404}{2095916,98} = 92,0984 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang **D16 – 90 mm**