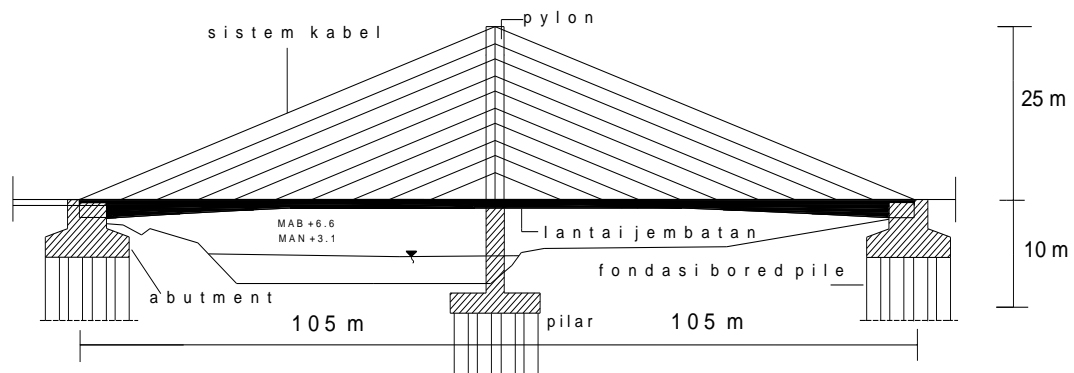


## BAB V

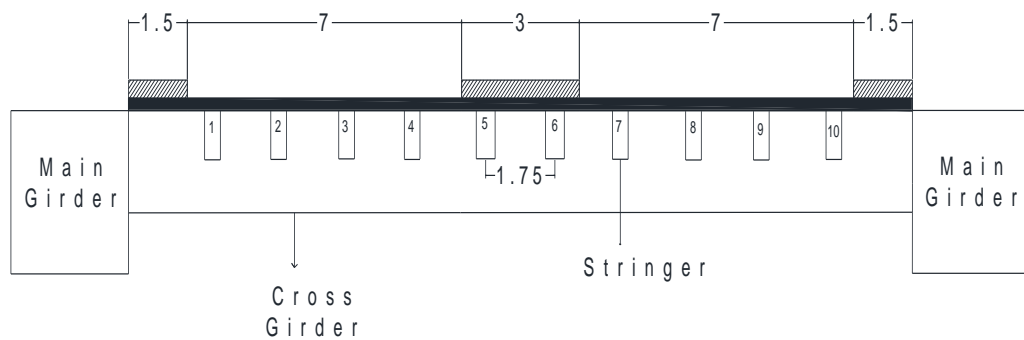
### PERHITUNGAN STRUKTUR

#### 5.1 PERENCANAAN STRUKTUR ATAS JEMBATAN

Perhitungan struktur jembatan diawali dengan perencanaan struktur atas jembatan yang terdiri dari tiang sandaran pejalan kaki, trotoar, *slab* lantai jembatan, pelat injak jembatan, balok gelagar beton bertulang, perencanaan *pylon*, dan sistem kabel. Gambar 5.1 dan 5.2 di bawah ini adalah potongan memanjang dan melintang jembatan Kretek II dengan sistem *cable stayed*.



Gambar 5.1 Potongan memanjang jembatan Kretek II dengan sistem *cable stayed*



Gambar 5.2 Penampang melintang jembatan



Tabel 5.1 Berat Sendiri pada Tiang *Railing*

No	b (m)	h (m)	Shape	L (m)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (m)
2	0,15	1,2	1	0,15	0,6885	2,3	1,584
SGP 3"			0,63	4	2,52	2,3	3,352
Total					3,209	Σ MMS	4,936

b. Beban hidup tiang *railing*.

$$\begin{aligned} \text{Faktor beban ultimate (KTP)} &= 2 \\ \text{Beban horizontal pada railing (w)} &= 0,75 \text{ kN/m} \\ \text{Jarak antara tiang railing (L)} &= 2 \text{ m} \\ \text{Gaya horizontal pada tiang (HTP)} &= L \times w \\ &= 2 \times 0,75 = 1,5 \text{ kN} \\ \text{Lengan terhadap sisi bawah tiang (y)} &= 1,2 \text{ m} \\ \text{Momen pada tiang railing (MTP)} &= \text{HTP} \times y \\ &= 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ kNm} \\ \text{Momen ultimate rencana (Mu)} &= \text{MTP} \times \text{KTP} \\ &= 1,8 \times 2 \\ &= 3,6 \text{ kNm} \\ \text{Gaya geser ultimate (Vu)} &= \text{HTP} \times \text{KTP} \\ &= 1,5 \times 2 = 3 \text{ kN} \end{aligned}$$

**5.1.1.2 Penulangan Tiang *Railing***

a. Tulangan lentur.

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan beton rencana (f'c)} &= 30 \text{ MPa} \\ \text{Tegangan leleh baja (fy)} &= 400 \text{ MPa} \\ \text{Tebal tiang railing (h)} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan ke sisi luar beton (d')} &= 30 \text{ mm} \\ \text{Modulus elastis baja (Es)} &= 200000 \text{ MPa} \\ \text{Faktor reduksi kekuatan lentur (Φ)} &= 0,8 \\ \text{Faktor reduksi kekuatan geser (Φ)} &= 0,6 \\ \text{Tebal efektif slab beton (d)} &= h - d' = 150 - 30 = 120 \text{ mm} \\ \text{Lebar tiang railing (b)} &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$\rho_b = 0,032$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'_c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0645 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0645 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,88$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3,6}{0,8} = 4,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{4,5 \times 10^6}{150 \times 120^2} \\ &= 2,08 \end{aligned}$$

$R_n < R_{max} \rightarrow \text{OK!}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 2,08}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0054$$

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

$$\rho_{pakai} = 0,0054$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0054 \times 150 \times 120 \\ &= 98 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan ulir  $\emptyset 13 \text{ mm}$

$$\text{Jumlah tulangan yang diperlukan, } n = \frac{A_s}{\left( \frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \right)} = \frac{98}{\left( \frac{\pi}{4} \times 13^2 \right)} = 0,73$$

Dipakai  $n = 2$  buah

Maka tulangan yang digunakan = 2 D13

b. Tulangan geser.

Gaya geser *ultimate* rencana ( $V_u$ ) = 3 kN = 3000 N

$$V_c = \frac{(\sqrt{f'c})}{6} \times b \times d' = \frac{(\sqrt{30})}{6} \times 150 \times 30$$

$$= 4107,92 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u - (\phi \times V_c)}{\phi} = \frac{3000 - (0,6 \times 4107,92)}{0,6}$$

$$= 892,1 \text{ N}$$

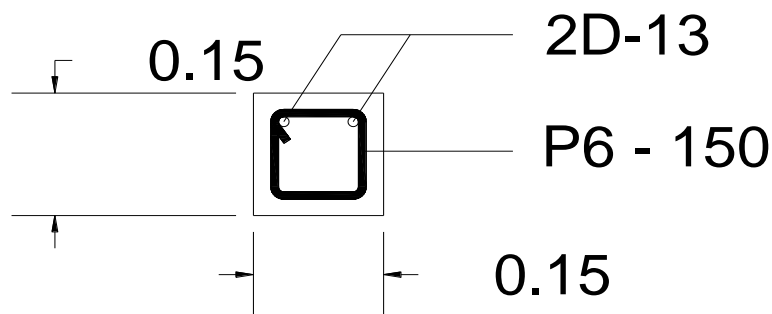
Digunakan diameter tulangan sengkang  $\emptyset$  6 mm dengan jumlah tulangan 2 buah. Luas tulangan geser sengkang  $A_v = \frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times 2 = 56,5488 \text{ mm}^2$ .

Jarak tulangan geser yang diperlukan:

$$S = A_v \times f_y \times \frac{d}{V_s} = 56,5488 \times 240 \times \frac{120}{892,1} = 1825,625 \text{ mm}$$

S pakai = 150 mm

Maka tulangan geser sengkang yang digunakan P6-150, seperti yang tertera pada gambar 5.4 di bawah.



Gambar 5.4 Tulangan tiang *railing*

### 5.1.2 Perhitungan *Slab* Trotoar

Tabel 5.2 Berat Sendiri Trotoar

No	b (m)	h (m)	Shape	L (m)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (m)
1	1,5	0,3	1	2	22,95	1,55	35,57
2	0,15	1,2	1	0,15	0,688	2,3	1,584
3	1,5	0,2	1	2	15,3	1,625	24,863
	SGP 3"		0,63	4	2,52	2,3	3,352
Total					41,459	$\Sigma$ MMS	65,371

Tabel 5.3 Beban hidup pada pedestrian per meter lebar tegak lurus bidang gambar

Jenis Beban	Gaya	Lengan	Momen
Beban horizontal pd <i>railing</i> (H1)	0,75	1,6	1,2
Beban horizontal pd <i>kerb</i> (H2)	1,5	0,4	0,6
Beban vertikal terpusat (P)	20	0,75	15
Beban verikal merata (q * b2)	7,5	0,75	5,625
Momen akibat beban hidup pada pedestrian			22,425

a. Penulangan Lentur *Slab* Trotoar

$$KMS = 1,3$$

$$KTP = 2$$

$$MMS = 65,37 * \frac{1}{2} = 32,68 \text{ kNm}$$

$$MTP = 22,425 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= (KMS * MMS) + (KTP * MTP) \\ &= (1,3 * 32,68) + (2 * 22,425) = 87,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= Mu / \phi \\ &= 87,34 / 0,8 = 109,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$h \text{ slab} = 200 \text{ mm}$$

$$d' = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif slab beton (d)} = h - d' = 200 - 35 = 165 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{109,2 \times 10^6}{1000 \times 165^2} \\ &= 4,01 \end{aligned}$$

$$Rn < R_{max} \rightarrow \text{OK!}$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{fy} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 4,01}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,011$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,011$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,011 \times 1000 \times 165 \\ &= 1809,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  16 mm

$$\begin{aligned}s &= 3,1416 / 4 * D^2 * b / A_s \\ &= 3,1416 / 4 * 16^2 * 1000 / 1809,9 = 111,1 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai  $S = 110 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}A_s &= 3,1416 / 4 * D^2 * b / s \\ &= 3,1416 / 4 * 16^2 * 1000 / 110 = 1827,84 \text{ mm}^2 > 1809,9 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}\end{aligned}$$

b. Tul. Bagi/susut arah memanjang

$$\text{Diambil } A_s' = 50\% * A_s \text{ (BMS 1992)} = 904,94 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  13 mm

$$\begin{aligned}s &= 3,1416 / 4 * D^2 * b / A_s \\ &= 3,1416 / 4 * 13^2 * 1000 / 904,94 = 146,67 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai  $S = 140 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}A_s &= 3,1416 / 4 * D^2 * b / S \\ &= 3,1416 / 4 * 13^2 * 1000 / 140 = 948,1 \text{ mm}^2 > 904,94 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}\end{aligned}$$

### 5.1.3 Perencanaan Slab/Lantai Jembatan

Perencanaan lantai jembatan meliputi analisis beban lantai jembatan yang meliputi aksi tetap, aksi sementara, dan aksi lingkungan serta perencanaan tulangan memanjang dan tulangan susut. Aksi tetap adalah berat sendiri struktur dan beban mati tambahan, aksi sementara adalah beban truk "T", sedangkan aksi lingkungan adalah gaya angin dan pengaruh temperatur yang nantinya digunakan untuk melakukan cek keamanan terhadap lendutan.

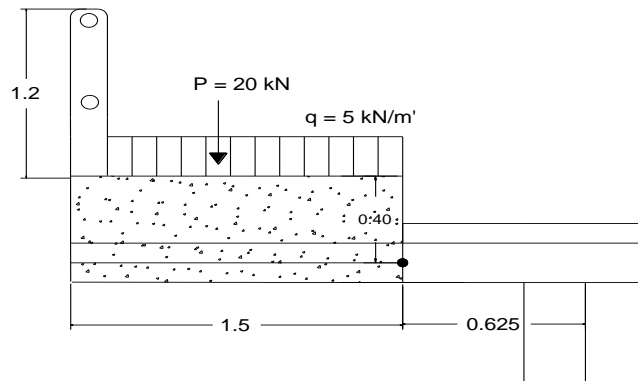
#### 5.1.3.1 Analisis Beban Slab/Lantai Jembatan

a. Beban tiang *railing* dan trotoar jembatan.

$$\text{Berat sendiri tiang } railing = 23,828 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati trotoar} &= \text{lebar trotoar} \times \text{tebal trotoar} \times W_c \\ &= 1,5 \times 0,3 \times 25,5 = 11,475 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Beban hidup trotoar terdiri dari, beban terpusat (P) = 20 kN dan beban terbagi merata = 5 kN/m<sup>2</sup>, penjelasan selengkapnya ada pada gambar 5.5 di bawah ini.



Gambar 5.5 Beban hidup pada trotoar

b. Berat sendiri *slab* (MS).

Faktor beban *ultimate* (KMS) = 1,3

Ditinjau *slab* jembatan sebesar (b) = 1 m

Tebal *slab* jembatan (h) = 0,2 m

Berat beton bertulang ( $W_c$ ) = 25,5 kN/m<sup>3</sup>

Berat sendiri (QMS) =  $b \times h \times W_c$   
 =  $1 \times 0,2 \times 25,5 = 5,1$  kN/m

c. Beban mati tambahan (MA).

Faktor beban *ultimate* (KMA) = 2

Tabel 5.4 Beban Mati Tambahan

Jenis	Luas (m <sup>2</sup> )	Berat (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN/m)
Lapisan aspal + <i>overlay</i>	0,1 x 1	22	2,2
Air hujan	0,05 x 1	9,8	0,49
Beban mati tambahan (QMA)			2,69

d. Beban truk "T".

Faktor beban *ultimate* (KTT) = 2

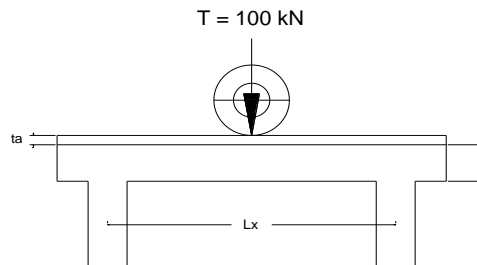
Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda ganda oleh truk/beban T yang besarnya = 100 kN (Gambar 5.6).

Faktor beban dinamis untuk beban truk diambil, DLA = 0,3.

(PPTJ Bag.2 Beban Jembatan)



$$\begin{aligned} \text{Beban truk "T"} \rightarrow P_{TT} &= (1+DLA) \times T \\ &= (1+0,3) \times 100 \\ &= 130 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5.6 Beban truk "T"

e. Beban angin (EW).

Faktor beban *ultimate* (KEW) = 1,2

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

$$T_{EW} = 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2$$

dengan,

$C_w$  = koefisien seret = 1,2

$V_w$  = kecepatan angin rencana = 35 m/s (Tabel 3.3)

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \times 1,2 \times (35)^2 \\ &= 1,764 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan.

Tinggi kendaraan ( $h$ ) = 2 m

Jarak antara roda kendaraan ( $x$ ) = 1,75 m

Transfer beban angin ke lantai jembatan:  $P_{EW} \times x = h \times T_{EW}$

$$P_{EW} = \frac{2}{1,75} \times 1,764 = 2,016 \text{ kN/m}$$

### 5.1.3.2 Analisis Struktur Slab/Lantai Jembatan

Momen maksimum pada *slab* dihitung berdasarkan metode *one way slab* (pelat satu arah) dengan beban sebagai berikut:

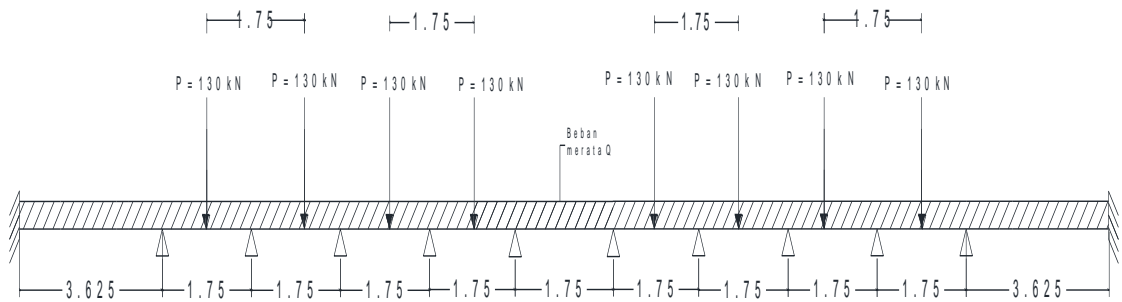
$$Q_{MS} = 5,1 \text{ kN/m}$$

$$Q_{MA} = 2,69 \text{ kN/m}$$

PTT = 130 kN

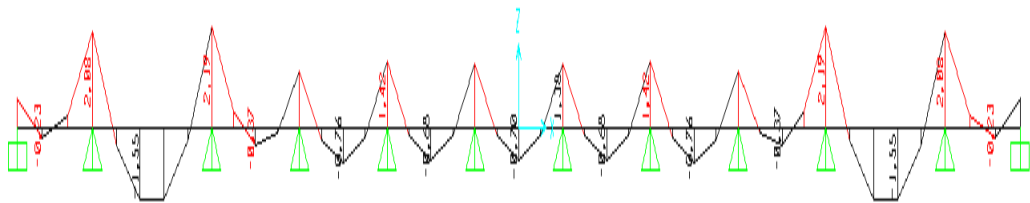
PEW = 1,008 kN/m

Analisis dilakukan dengan menggunakan program SAP 2000 V11 dengan posisi beban ditunjukkan sebagai berikut sesuai dengan gambar 5.7:

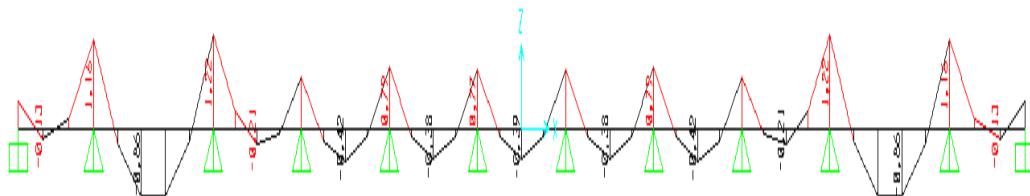


Gambar 5.7 Pembebanan *slab*/lantai jembatan

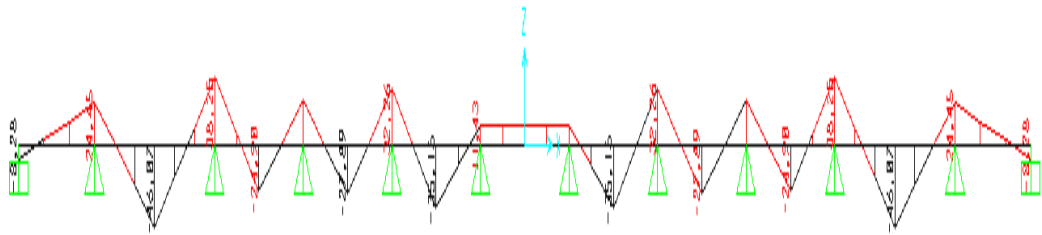
Dari hasil analisis struktur menggunakan SAP 2000 V11 didapatkan momen pada setiap pembebanan sebagai berikut:



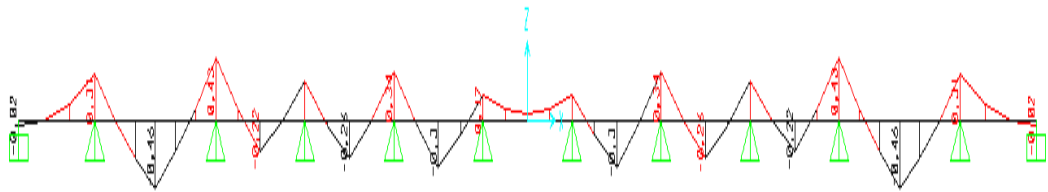
Gambar 5.8 Momen akibat beban berat sendiri *slab* (MS)



Gambar 5.9 Momen akibat beban tambahan (MA)



Gambar 5.10 Momen akibat beban truk “T”



Gambar 5.11 Momen akibat beban angin PEW

Tabel 5.5 Momen-Momen yang Terjadi pada Slab

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Daya Layan	<i>Ultimate</i>	MT <sub>s</sub> (kNm)	ML <sub>s</sub> (kNm)
1	Berat sendiri	KMS	1	1,3	1,51	1,04
2	Beban mati tambahan	KMA	1	2	0,84	0,58
3	Beban truk “T”	KTT	1	2	33,17	37,22
4	Beban angin	KEW	1	1,2	0,34	0,35

Tabel 5.6 Kombinasi Pembebanan 1

No	Jenis Beban	Faktor Beban	MT <sub>s</sub> (kNm)	ML <sub>s</sub> (kNm)	MT <sub>U</sub> (kNm)	ML <sub>U</sub> (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	1,51	1,04	1,963	1,352
2	Beban mati tambahan	2	0,84	0,58	1,68	1,16
3	Beban truk “T”	2	33,17	37,22	66,34	74,44
4	Beban angin	1	0,34	0,35	0,34	0,35
Total Mu slab					70,323	77,302

Tabel 5.7 Kombinasi Pembebanan 2

No	Jenis Beban	Faktor Beban	MT <sub>S</sub> (kNm)	ML <sub>S</sub> (kNm)	MT <sub>U</sub> (kNm)	ML <sub>U</sub> (kNm)
1	Berat sendiri	1,3	1,51	1,04	1,963	1,352
2	Beban mati tambahan	2	0,84	0,58	1,68	1,16
3	Beban truk "T"	1	33,17	37,22	33,17	37,22
4	Beban angin	1,2	0,34	0,35	0,408	0,42
Total Mu <i>slab</i>					37,221	40,152

### 5.1.3.3 Penulangan *Slab*/Lantai Jembatan

Penulangan *slab*/lantai jembatan meliputi tulangan negatif (tulangan tumpuan) dan tulangan positif (tulangan lapangan).

a. Tulangan negatif (tulangan tumpuan).

$$\text{Momen rencana tumpuan} = 70,323 \text{ kNm}$$

$$\text{Kuat tekan beton rencana (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal } slab \text{ beton (h)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan ke sisi luar beton (d')} = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastis baja (Es)} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor distribusi teg. beton } (\beta_1) = 0,85$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\Phi) = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,6$$

$$\text{Tebal efektif } slab \text{ beton (d)} = h - d' = 200 - 35 = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau } slab \text{ beton selebar 1 m (b) = 1000 mm}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$\rho_b = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,8883$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{70,323}{0,8} = 87,9 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{87,9 \times 10^6}{1000 \times 165^2} \\ &= 3,23 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow \text{OK!}$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 3,23}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0086$$

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

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0086$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0086 \times 1000 \times 165 \\ &= 1428,93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 16 \text{ mm}$ .

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, S} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{1428,93} = 140,71 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 120 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D16 – 120

$$A_s = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{s} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{120} = 1675,5 \text{ mm}^2.$$

Menurut BMS 1992, untuk tulangan longitudinal diambil 50% dari tulangan pokok,

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 1428,93 = 714,46 \text{ mm}^2.$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  13 mm.

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} x \emptyset^2 x b}{A_s'} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} x 13^2 x 1000}{714,46} = 185,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ pakai} = 160 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D13 – 160

$$A_s = \frac{\frac{\pi}{4} x \emptyset^2 x b}{s} = \frac{\frac{\pi}{4} x 13^2 x 1000}{160} = 829,6 \text{ mm}^2$$

b. Tulangan positif (tulangan lapangan)

$$\text{Momen rencana lapangan} = 77,302 \text{ kNm}$$

$$\text{Kuat tekan beton rencana (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal slab beton (h)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan ke sisi luar beton (d')} = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastis baja (Es)} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor distribusi teg. beton } (\beta_1) = 0,85$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\Phi) = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,6$$

$$\text{Tebal efektif slab beton (d)} = h - d' = 200 - 35 = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau slab beton selebar 1 m (b)} = 1000 \text{ mm}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 x 30 x 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$\rho_b = 0,0325$$

$$R_{\max} = 0,75 x \rho_b x f_y x \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} x 0,75 x \rho_b x f_y}{0,85 x f'c} \right)$$

$$R_{\max} = 0,75 x 0,0325 x 400 x \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} x 0,75 x 0,0325 x 400}{0,85 x 30} \right)$$

$$R_{\max} = 7,8883$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{77,302}{0,8} = 96,63 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{96,63 \times 10^6}{1000 \times 165^2} \\ &= 3,55 \end{aligned}$$

$Rn < Rmax \rightarrow OK!$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{fy} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 3,55}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0096$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0096$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0096 \times 1000 \times 165 \\ &= 1583,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 16$  mm.

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{As} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{1583,2} = 126,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ pakai} = 120 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D16 – 120.

$$As = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{s} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{120} = 1675,5 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan longitudinal diambil 50% dari tulangan pokok,

$$As' = 50\% \times As = 50\% \times 1583,2 = 791,6 \text{ mm}^2.$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 13$  mm.

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{As'}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000 = 167,7 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 160 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D13 – 160

$$A_s = \frac{\frac{\pi}{4} \times \phi^2 \times b}{s} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{160} = 829,6 \text{ mm}^2$$

#### 5.1.3.4 Kontrol Lendutan dan Tegagan Geser *Slab*/Lantai Jembatan

##### a. Kontrol lendutan *slab*

$$\text{Kuat tekan beton rencana (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (fy)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal } slab \text{ beton (h)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan ke sisi luar beton (d')} = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastis baja (Es)} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastis beton (Ec)} = 4700 \times (\sqrt{f'c})$$

$$= 4700 \times (\sqrt{30})$$

$$= 25742,96 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal efektif } slab \text{ beton (d)} = h - d' = 200 - 35 = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau } slab \text{ beton selebar 1 m (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan } slab \text{ (As)} = 1675,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Panjang bentang } slab \text{ (Lx)} = 1750 \text{ mm}$$

$$\text{Beban terpusat (T)} = 100 \text{ kN}$$

$$\text{Beban merata (QMS+QMA)} = 7,79 \text{ kN/m}$$

Lendutan total yang terjadi ( $\delta_{tot}$ ) harus  $< Lx/240$

$$Lx/240 = 7,29 \text{ mm}$$

$$\text{Inersia bruto penampang pelat (Ig)} = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 1000 \times 200^3$$

$$= 6,67 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\text{Modulus keruntuhan lentur beton (fr)} = 0,7 \times \sqrt{f'c}$$

$$= 0,7 \times \sqrt{30}$$

$$= 3,834 \text{ MPa}$$

$$\text{Perbandingan modulus elastis (n)} = \frac{E_s}{E_c}$$



$$= \frac{200000}{25742,96} = 7,769$$

Tebal beton *crack* (c):

$$\begin{aligned} As \cdot fy &= 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot (\beta_1 \cdot c) \\ c &= As \cdot fy / (0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta_1) \\ &= \frac{1675,5 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 0,85} = 30,92 \text{ mm} \end{aligned}$$

Inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton (Icr):

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \left(\frac{1}{3} \times b \times c^3\right) + (n \times As \times (d - c)^2) \\ &= \left(\frac{1}{3} \times 1000 \times 30,92^3\right) + (7,769 \times 1675,5 \times (165 - 30,92)^2) \\ &= 243869591,3 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$Y_t = h - c = 200 - 30,92 = 169,079 \text{ mm}$$

Momen retak (Mcr):

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{f_r \times I_g}{Y_t} \\ &= \frac{3,834 \times (6,67 \times 10^8)}{169,079} \\ &= 15117402,76 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat beban (tanpa faktor beban):

$$\begin{aligned} M_a &= \left(\frac{1}{8} \times Q \times Lx^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times Lx\right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 7,79 \times 1,75^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 100 \times 1,75\right) \\ &= 46,73 \text{ kNm} \\ &= 4,67 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan (Ie):

$$\begin{aligned} I_e &= \left[\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_g\right] + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \times I_{cr}\right] \\ &= \left[\left(\frac{15117402,76}{4,67 \times 10^7}\right)^3 \times 6,67 \times 10^8\right] + \left[1 - \left(\frac{15117402,76}{4,67 \times 10^7}\right)^3 \times 243869591,3\right] \\ &= 258182153 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Lendutan elastis seketika akibat beban mati dan beban hidup ( $\delta_e$ ):

$$\delta_e = \left[\frac{5}{384} \times Q \times Lx^4\right] + \left[\frac{1}{48} \times P \times Lx^3\right]$$

$$\delta e = \left[ \frac{\frac{5}{384} \times 7,79 \times 1750^4}{25742,96 \times 258182153} \right] + \left[ \frac{\frac{1}{48} \times 100000 \times 1750^3}{25742,96 \times 258182153} \right]$$

$$= 1,82 \text{ mm}$$

Rasio tulangan *slab* jembatan ( $\rho$ ):

$$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{1675,5}{1000 \times 165} = 0,0102$$

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

$$\zeta = 2$$

$$\lambda = \frac{\zeta}{1+(50 \times \rho)}$$

$$= \frac{2}{1+(50 \times 0,0102)}$$

$$= 1,326$$

Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut ( $\delta g$ ):

$$(\delta g) = \frac{\lambda \times \frac{5}{384} \times Q \times Lx^4}{Ec \times Ie}$$

$$= \frac{1,326 \times \frac{5}{384} \times 7,79 \times 1750^4}{25742,96 \times 258182153}$$

$$= 0,1899 \text{ mm}$$

Lendutan total pada *slab* jembatan ( $\delta_{total}$ ):

$$(\delta_{tot}) = \delta e + \delta g$$

$$= 1,82 + 0,1899$$

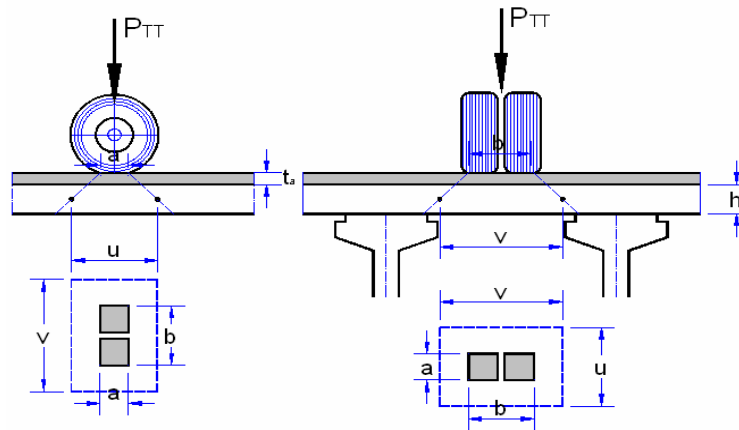
$$= 2,013 \text{ mm}$$

( $\delta_{tot}$ ) yang terjadi <  $Lx/240 = 7,29 \text{ mm} \rightarrow$  (Aman)

b. Kontrol tegangan geser *slab*

Kuat tekan beton rencana ( $f^c$ )	= 30 MPa
Kuat geser pons yang disyaratkan ( $f_v$ )	= $0,3 \times \sqrt{f^c}$
	= $0,3 \times \sqrt{30}$
	= 1,643 MPa
Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ )	= 0,6
Beban roda truk "T" pada <i>slab</i>	= 130000 N

Gambar 5.12 di bawah ini menjelaskan tentang gaya geser pons.



Gambar 5.12 Gaya Geser Pons

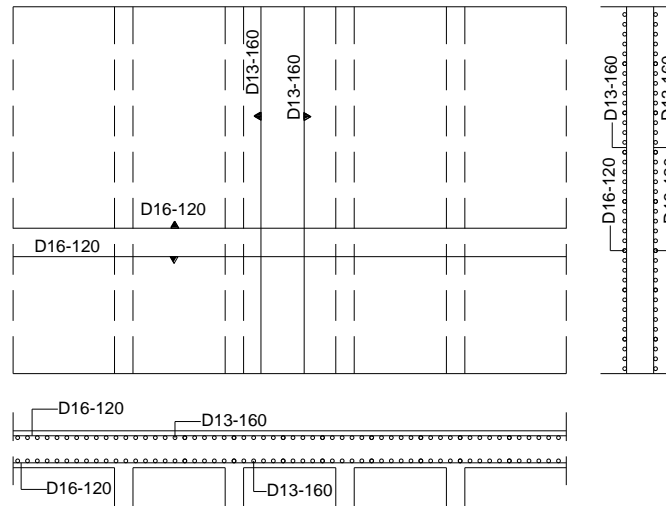
Sumber: www.google.com

Tebal <i>slab</i> beton (h)	= 200 mm
Panjang roda yang menempel aspal (a)	= 300 mm
Tebal lapisan aspal dan <i>overlay</i> (ta)	= 100 mm
Lebar roda yang menempel aspal (b)	= 500 mm
Panjang distribusi beban roda (u)	= a + (2 x ta) + h = 300 + (2 x 100) + 200 = 700 mm
Lebar distribusi beban roda (v)	= b + (2 x ta) + h = 500 + (2 x 100) + 200 = 900 mm
Tebal efektif <i>slab</i> beton (d)	= 165 mm
Luas bidang geser (Av)	= 2 x (u + h) x d = 2 x (700+200) x 165 = 297000 mm <sup>2</sup>
Gaya geser pons nominal (Pn)	= Av x fv = 297000 x 1,6432 = 488020,8 N
Pn x Φ	= 488020,8 x 0,6 = 292812,45 N

$$\begin{aligned}
 \text{Beban } \textit{ultimate} \text{ roda truk pada } \textit{slab} (P_u) &= K_{TT} \times P_{TT} \\
 &= 2 \times 130000 \\
 &= 260000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$P_u < (P_n \times \Phi) \rightarrow (\text{Aman})$$

Gambar 5.13 di bawah ini adalah detail penulangan lantai/*slab* jembatan.



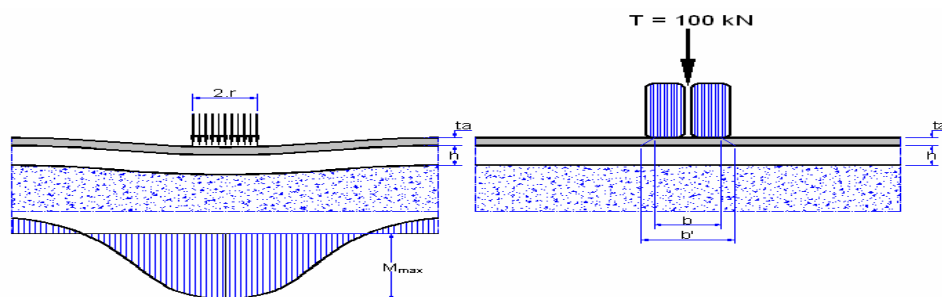
Gambar 5.13 Tulangan lantai/*slab* jembatan

#### 5.1.4 Perencanaan Pelat Injak Jembatan

Perencanaan pelat injak jembatan dibagi menjadi dua, yaitu perencanaan arah melintang dan arah memanjang jembatan.

##### 5.1.4.1 Perencanaan Pelat Injak Arah Melintang Jembatan

Pembebanan pelat injak arah melintang jembatan seperti terlihat pada gambar 5.14 di bawah ini.



Gambar 5.14 Beban pada pelat injak arah melintang jembatan

Sumber: [www.google.com](http://www.google.com)

a. Beban truk "T"

$$\text{Faktor beban ultimate (KTT)} = 2$$

Beban hidup pada pelat injak berupa beban roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya, T = 100 kN

$$\text{Faktor beban dinamis (DLA)} = 0,3$$

$$\begin{aligned} \text{Beban truk "T" (TTT)} &= (1 + \text{DLA}) \times T \\ &= (1 + 0,3) \times 100 \\ &= 130 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Momen pada pelat injak

$$\text{Tebal pelat injak (h)} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal lapisan aspal (ta)} = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bidang kontak roda truk (b)} = 0,5 \text{ m}$$

$$b' = b + ta = 0,5 + 0,1 = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Kuat tekan beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

Momen maksimum pada pelat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus:

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 \times \left[ 1 - \left( r \times \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6} \right], \text{ dengan, } \lambda = \left[ \frac{Ec \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2) \times ks} \right]^{0,25}$$

$$\text{Angka poisson } (\nu) = 0,15$$

$$\text{Standard modulus of soil reaction (ks)} = 81500 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton (Ec)} &= 25742,96 \text{ MPa} \\ &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar penyebaran beban terpusat (r)} = \frac{b'}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3$$

$$\lambda = \left[ \frac{Ec \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2) \times ks} \right]^{0,25}$$

$$\lambda = \left[ \frac{25742960 \times 0,2^3}{12 \times (1 - 0,15^2) \times 81500} \right]^{0,25}$$

$$\lambda = 0,681$$

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 \times \left[ 1 - \left( r \times \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6} \right]$$

$$M_{\max} = \frac{130}{2} \times \left[ 1 - \left( 0,3 \times \sqrt{\frac{2}{0,681276}} \right)^{0,6} \right]$$

$$M_{\max} = 21,398 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \mu_u &= K_{TT} \times M_{\max} \\ &= 2 \times 21,398 \\ &= 42,797 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Penulangan pelat injak arah melintang jembatan

$$\begin{aligned} \text{Momen rencana tumpuan} &= 42,797 \text{ kNm} \\ \text{Kuat tekan beton rencana (f'c)} &= 30 \text{ MPa} \\ \text{Tegangan leleh baja (fy)} &= 400 \text{ MPa} \\ \text{Tebal pelat injak (h)} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Jarak tulangan ke sisi luar beton (d')} &= 35 \text{ mm} \\ \text{Modulus elastis baja (Es)} &= 200000 \text{ MPa} \\ \text{Faktor distribusi teg. beton (\beta_1)} &= 0,85 \\ \text{Faktor reduksi kekuatan lentur (\Phi)} &= 0,8 \\ \text{Faktor reduksi kekuatan geser (\Phi)} &= 0,6 \\ \text{Tebal efektif pelat injak (d)} &= h - d' = 200 - 35 = 165 \text{ mm} \\ \text{Ditinjau slab beton selebar 1 m (b)} &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$\rho_b = 0,0325$$

$$R_{\max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{\max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{\max} = 7,8883$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{\mu_u}{\Phi} = \frac{42,797}{0,8} = 53,497 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{53,497 \times 10^6}{1000 \times 165^2} \\ &= 1,965 \end{aligned}$$

$R_n < R_{\max} \rightarrow \text{Ok.}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 1,965}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0051$$

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

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0051$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0051 \times 1000 \times 165 \\ &= 844,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 13 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{844,46} = 157,18 \text{ mm} \end{aligned}$$

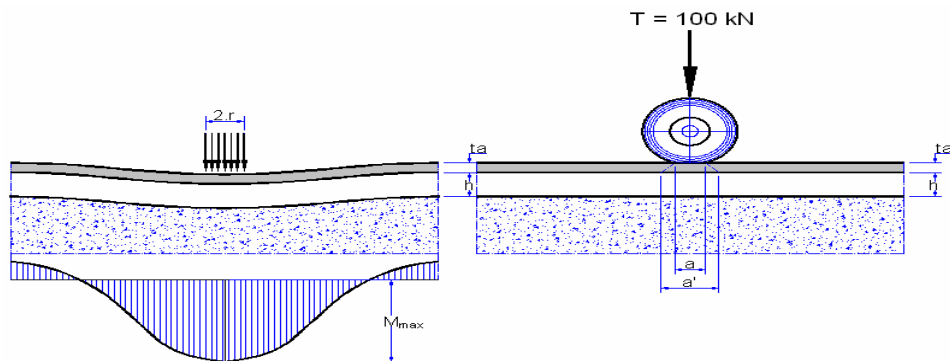
$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D13 – 150

$$A_s = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{s} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{150} = 884,884 \text{ mm}^2$$

#### 5.1.4.2 Perencanaan Pelat Injak Arah Memanjang Jembatan

Pembebanan pelat injak arah memanjang jembatan seperti terlihat pada gambar 5.15 di bawah ini.



Gambar 5.15 Beban pada pelat injak arah memanjang jembatan

Sumber: www.google.com

a. Beban truk "T"

$$\text{Faktor beban ultimate (K}_{TT}) = 2$$

Beban hidup pada pelat injak berupa beban roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya, T = 100 kN

$$\text{Faktor beban dinamis (DLA)} = 0,3$$

$$\begin{aligned} \text{Beban truk "T" (T}_{TT}) &= (1 + \text{DLA}) \times T \\ &= (1 + 0,3) \times 100 \\ &= 130 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Momen pada pelat injak

$$\text{Tebal pelat injak (h)} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal lapisan aspal (t}_a) = 0,1 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bidang kontak roda truk (a)} = 0,3 \text{ m}$$

$$a' = a + t_a = 0,3 + 0,1 = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Kuat tekan beton (f}'_c) = 30 \text{ MPa}$$

Momen maksimum pada pelat injak akibat beban roda dihitung dengan rumus:

$$M_{\max} = \frac{T_{TT}}{2} \times \left[ 1 - \left( r \times \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6} \right], \text{ dengan, } \lambda = \left[ \frac{E_c \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2) \times k_s} \right]^{0,25}$$

$$\text{Angka poisson (}\nu) = 0,15$$

$$\text{Standard modulus of soil reaction (k}_s) = 81500 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton (E}_c) &= 25742,96 \text{ MPa} \\ &= 25742960 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar penyebaran beban terpusat (r)} = \frac{a'}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2$$

$$\lambda = \left[ \frac{E_c \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2) \times k_s} \right]^{0,25}$$

$$\lambda = \left[ \frac{25742960 \times 0,2^3}{12 \times (1 - 0,15^2) \times 81500} \right]^{0,25}$$

$$\lambda = 0,681$$

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 \times \left[ 1 - \left( r \times \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6} \right]$$

$$M_{\max} = \frac{130}{2} \times \left[ 1 - \left( 0,2 \times \sqrt{\frac{2}{0,681}} \right)^{0,6} \right]$$



$$\begin{aligned}
M_{\max} &= 30,814 \text{ kNm} \\
M_u &= K_{TT} \times M_{\max} \\
&= 2 \times 30,814 \\
&= 61,628 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

c. Penulangan pelat injak arah melintang jembatan

$$\begin{aligned}
\text{Momen rencana tumpuan} &= 61,628 \text{ kNm} \\
\text{Kuat tekan beton rencana (f'c)} &= 30 \text{ MPa} \\
\text{Tegangan leleh baja (fy)} &= 400 \text{ MPa} \\
\text{Tebal pelat injak (h)} &= 200 \text{ mm} \\
\text{Jarak tulangan ke sisi luar beton (d')} &= 35 \text{ mm} \\
\text{Modulus elastis baja (Es)} &= 200000 \text{ MPa} \\
\text{Faktor distribusi teg. beton (\beta_1)} &= 0,85 \\
\text{Faktor reduksi kekuatan lentur (\Phi)} &= 0,8 \\
\text{Faktor reduksi kekuatan geser (\Phi)} &= 0,6 \\
\text{Tebal efektif pelat injak (d)} &= h - d' = 200 - 35 = 165 \text{ mm} \\
\text{Ditinjau slab beton selebar 1 m (b)} &= 1000 \text{ mm}
\end{aligned}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$\rho_b = 0,0325$$

$$R_{\max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{\max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{\max} = 7,888$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{61,628}{0,8} = 77,036 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
\text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\
&= \frac{77,036 \times 10^6}{1000 \times 165^2} \\
&= 2,829
\end{aligned}$$

$$R_n < R_{\max} \rightarrow \text{Ok.}$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 2,829}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0075$$

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

$$\rho \text{ pakai} = 0,00705$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0075 \times 1000 \times 165 = 1240,34 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\varnothing 16 \text{ mm}$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \varnothing^2 \times b}{A_s}$$

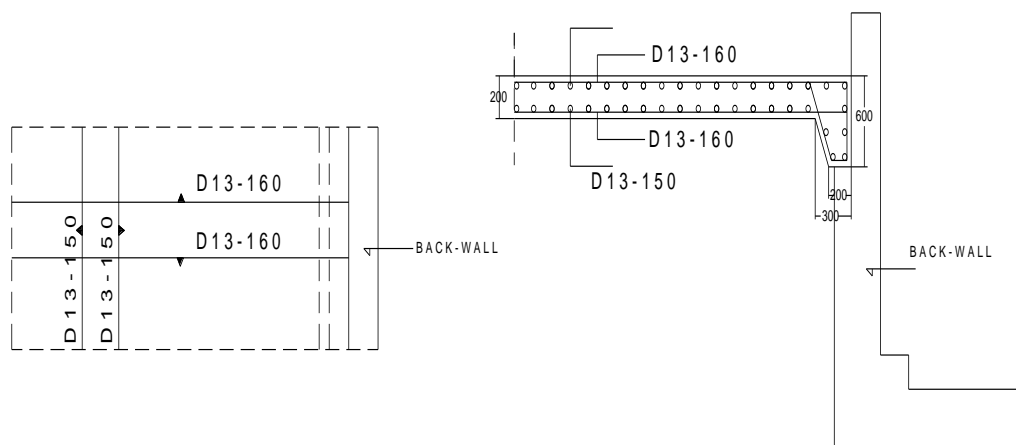
$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{1240,34} = 162,1 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 160 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D13 – 160

$$A_s = \frac{\frac{\pi}{4} \times \varnothing^2 \times b}{s} = \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{160} = 1256,64 \text{ mm}^2$$

Gambar 5.16 di bawah ini adalah detail penulangan pelat injak jembatan.



Gambar 5.16 Tulangan pelat injak jembatan

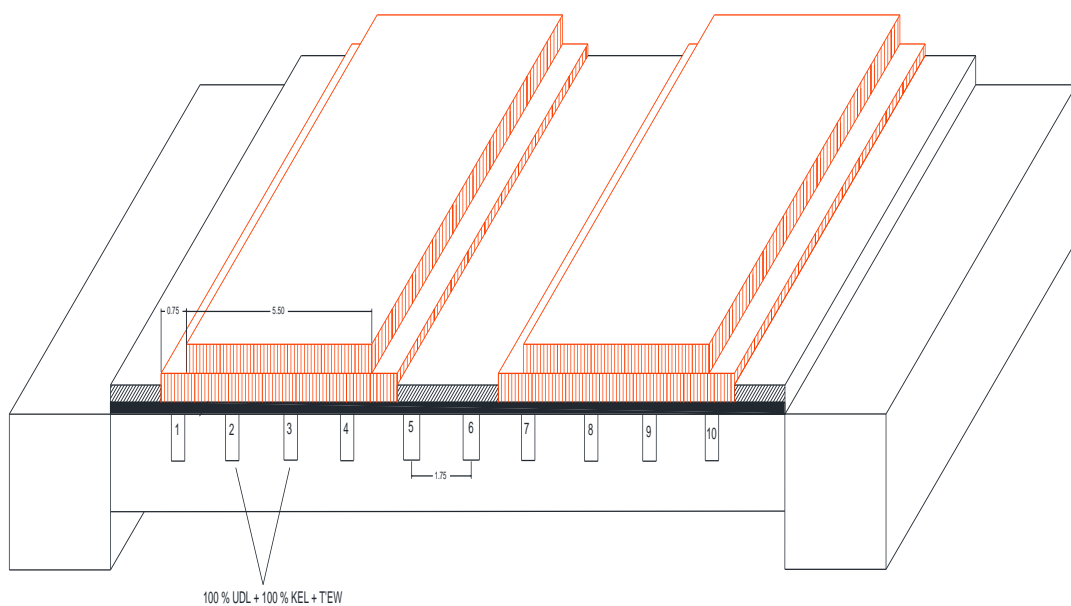
### 5.1.5 Perencanaan Balok Gelagar

Balok gelagar yang digunakan dalam perencanaan jembatan ini dibagi menjadi 3 jenis, yaitu:

1. *Stringer* adalah gelagar arah memanjang jembatan yang letaknya di bawah *slab*, fungsinya adalah menerima beban dari *slab* jembatan.
2. *Cross girder* adalah gelagar arah melintang jembatan, beban yang diterima *cross girder* adalah jumlah beban *stringer* yang ada di atasnya.
3. *Main girder* adalah gelagar induk jembatan. Pada perencanaan jembatan *cabl* *stayed* ini *main girder* diletakkan di kedua sisi jembatan dengan arah memanjang jembatan.

#### 5.1.5.1 Pembebanan Gelagar

Gambar 5.17 di bawah ini menjelaskan pembebanan yang digunakan pada gelagar jembatan.



Gambar 5.17 Pembebanan pada Gelagar

#### 1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap.

Tabel 5.8 Berat Sendiri Trotoar

Jenis Konstruksi	Lebar (m)	Tebal (m)	w (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN/m)
P <sub>MS</sub> Trotoar	1,5	0,3	25,5	11,475

P<sub>MS</sub> Trotoar = 11,475 kN/m hanya dibebankan pada *stringer* no 1 dan 10.

Tabel 5.9 Berat Sendiri Median

Jenis konstruksi	Lebar (m)	Tebal (m)	W (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN/m)
P <sub>MS</sub> Median	3	0,3	25,5	22,95

P<sub>MS</sub> Median = 22,95 kN/m hanya dibebankan pada *stringer* no 5 dan 6.

## 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, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan direncanakan mampu memikul beban tambahan sebagai berikut ini:

Tabel 5.10 Beban Mati Tambahan

Jenis konstruksi	Lebar (m)	Tebal (m)	W (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN/m)
Lapisan aspal + <i>overlay</i>	1,75	0,1	22	3,85
Genangan air hujan	1,75	0,05	9,8	0,8575
PMA total				4,7075

Beban mati tambahan dibebankan pada semua *stringer*.

## 3. Beban Lajur (TD)

Beban lajur D terdiri dari beban terbagi merata (*Uniform distributed load*), UDL dan beban garis (*Knife Edge Load*) KEL.

Lebar 1 jalur lalu lintas = 7 m

Panjang jembatan: L1 = 105 m

L2 = 105 m

Lav = (L1 + L2) / 2 = (105 + 105) / 2 = 105 m

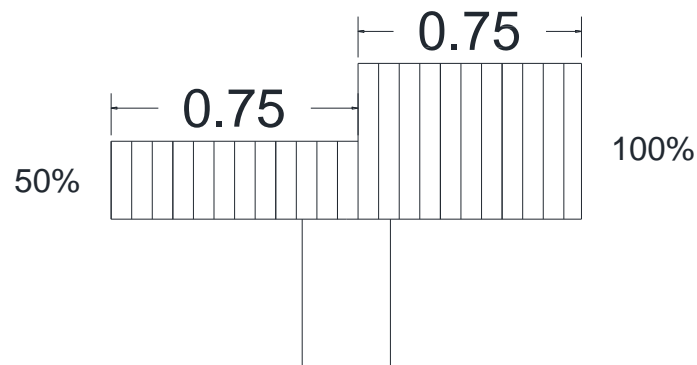
$$L_{max} = 105 \text{ m}$$

$$L_E = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}} = \sqrt{105 \cdot 105} = 105 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Besarnya intensitas } q &= 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{L_E}\right) \\ &= 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{105}\right) = 5,143 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Pembebanan beban lajur D berbeda untuk beberapa *stringer*, yaitu:

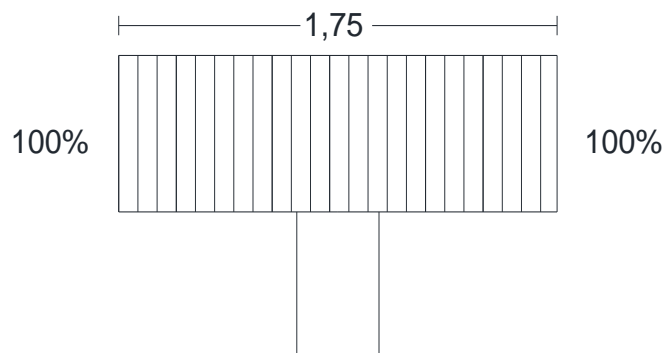
a. Pembebanan beban lajur D untuk *stringer* 1 dan 10.



$$\begin{aligned} QTD &= (100\% \times q \times 0,75) + (50\% \times q \times 0,75) \\ &= (100\% \times 5,143 \times 0,75) + (50\% \times 5,143 \times 0,75) \\ &= 5,785 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} KEL &= (100\% \times (1 + DLA) \times p \times 0,75) + (50\% \times (1 + DLA) \times p \times 0,75) \\ &= (100\% \times 1,3 \times 44 \times 0,75) + (50\% \times 1,3 \times 44 \times 0,75) \\ &= 64,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Pembebanan beban lajur D untuk *stringer* 2,3,8 dan 9.



$$\begin{aligned} QTD &= 100\% \times q \times 1,75 \\ &= 100\% \times 5,143 \times 1,75 \end{aligned}$$

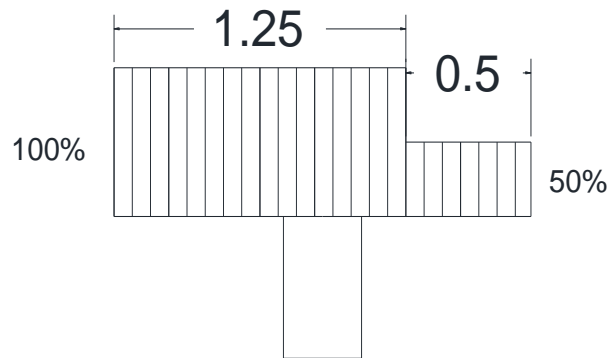
$$= 9 \text{ kN/m}$$

$$\text{KEL} = 100\% \times (1 + \text{DLA}) \times p \times 1,75$$

$$= 100\% \times 1,3 \times 44 \times 1,75$$

$$= 100,1 \text{ kN}$$

c. Pembebanan beban lajur D untuk *stringer* 4 dan 7.



$$\text{QTD} = (100\% \times q \times 1,25) + (50\% \times q \times 0,5)$$

$$= (100\% \times 5,143 \times 1,25) + (50\% \times 5,143 \times 0,5)$$

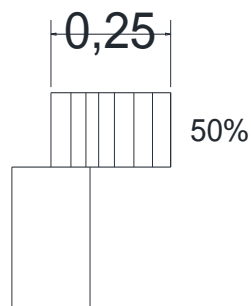
$$= 7,71 \text{ kN/m}$$

$$\text{KEL} = (100\% \times (1 + \text{DLA}) \times p \times 1,25) + (50\% \times (1 + \text{DLA}) \times p \times 0,5)$$

$$= (100\% \times 1,3 \times 44 \times 1,25) + (50\% \times 1,3 \times 44 \times 0,5)$$

$$= 85,8 \text{ kN}$$

d. Pembebanan beban lajur D untuk *stringer* 5 dan 6.



$$\text{QTD} = 50\% \times q \times 0,25$$

$$= 50\% \times 5,143 \times 0,25$$

$$= 0,643 \text{ kN/m}$$

$$\text{KEL} = 50\% \times (1 + \text{DLA}) \times p \times 0,25$$

$$= 50\% \times 1,3 \times 44 \times 0,25$$

$$= 7,15 \text{ kN}$$

#### 4. Gaya Rem (TB)

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

$$TTB = 250 \text{ kN (untuk } L_t \leq 80 \text{ m),}$$

$$TTB = 250 + 2,5 \times (L_t - 80) \text{ kN (untuk } 80 < L_t < 180),$$

$$TTB = 500 \text{ kN (untuk } L_t \geq 180 \text{ m).}$$

Untuk panjang bentang ( $L_t$ ) = 210 m, maka besarnya gaya rem adalah:

$$TTB = 500 \text{ kN.}$$

Pada distribusi gaya rem, besarnya beban yang disalurkan tergantung jumlah elemen jembatan. Adapun jumlah elemen jembatan pada desain jembatan Kretek II ini adalah sebanyak 210 titik elemen. Sehingga besarnya beban rem per

$$\text{elemen jembatan} = \frac{TTB}{\Sigma \text{ joint}} = \frac{500}{210} = 2,38 \text{ kN.}$$

#### 5. Beban Pejalan Kaki (TP)

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban. Beban yang akan ditahan oleh trotoar adalah beban pejalan kaki. Beban pejalan kaki diperhitungkan sebagai beban hidup merata trotoar.

$$\text{Untuk } A \leq 10 \text{ m}^2, q = 5 \text{ kPa.}$$

$$\text{Untuk } 10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2, q = 5 - 0,033 \times (A - 10) \text{ kPa.}$$

$$\text{Untuk } A > 100 \text{ m}^2, q = 2 \text{ kPa.}$$

Dengan  $A$  adalah luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki ( $\text{m}^2$ ), lebar trotoar = 1,5 m dan panjang bentang ekuivalen ( $L_E$ ) = 105 m maka:

$$\begin{aligned} \text{Luas trotoar} &= \text{lebar} \times L_E \times 2 \\ &= 1,5 \times 105 \times 2 \\ &= 315 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Intensitas beban trotoar = 2  $\text{kN/m}^2$ . Pembebanan untuk trotoar diperhitungkan sebagai beban merata.

$$Q_{TP} = 2 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 2 \text{ kN/m.}$$

## 6. Beban Angin (EW)

Gaya akibat angin dihitung dengan rumus sebagai berikut:

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

$C_w$  = koefisien seret sebesar 2,1

$V_w$  = kecepatan angin rencana sebesar 35 m/s

$A_b$  = 30% x luas bidang samping jembatan

$$= 30\% \times (\frac{1}{2} \times 210 \times 25)$$

$$= 787,5 \text{ m}^2$$

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

$$= 0,0006 \times 2,1 \times (35^2) \times 787,5$$

$$= 1215,5 \text{ kN}$$

Gaya angin didistribusikan secara merata ke menara/*pylon* dan *main girder* sebesar:

$$\begin{aligned} T_{EW} \text{ pada } pylon &= T_{EW} / \text{tinggi } pylon \\ &= \frac{1215,5}{25} = 48,62 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} \text{ pada } main \text{ girder} &= T_{EW} / \text{panjang gelagar} \\ &= \frac{1215,5}{10,5} = 115,76 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gaya angin ini juga dipengaruhi oleh kendaraan yang sedang lewat di atasnya yang didistribusikan merata pada lantai kendaraan. Adapun besarnya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \\ &= 0,0012 \times 1,2 \times (35^2) \\ &= 1,764 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 7. Beban Gempa (EQ)

Struktur jembatan Kretak II ini direncanakan tahan terhadap gempa, dimana Daerah Yogyakarta termasuk wilayah gempa 3. Koefisien geser dasar gempa untuk wilayah gempa 3 dapat dilihat pada tabel 3.5 dan gambar 3.7. Besarnya gaya gempa dipengaruhi oleh berat struktur jembatan tersebut.



Tabel 5.11 Berat Seluruh Struktur yang Diterima *Pylon*

No	Jenis Struktur	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Bj (kN/m <sup>3</sup> )	Jumlah	Berat (kN)
1	<i>Slab</i>	0,2	20	210	25,5	1	21420
2	Trotoar	0,3	1,5	210	25,5	2	4819,5
3	Median	0,3	3	210	25	1	4725
4	<i>Stringer</i>	1	0,5	210	25,5	10	26775
5	<i>Cross Girder</i>	2	1	20	25,5	21	21420
6	<i>Main Girder</i>	3	1,5	210	25,5	2	48195
7	Beban Mati Tambahan						4,707
Wt							127453,71

Tabel 5.12 Berat Sendiri *Pylon*

Nama Elemen	H total (m)	B total (m)	H void (m)	B void (m)	Tinggi (m)	Bj (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
<i>Pylon</i>	4	3	2	1,5	25	25,5	5737,5
Pilar	6	3	3	1,5	10	25,5	3442,5
Wt							9180

$$\begin{aligned}
 W_{TP} &= \text{Berat total struktur yang diterima } pylon + \text{berat sendiri } pylon \\
 &= 127453,71 + 9180 \\
 &= 136633,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

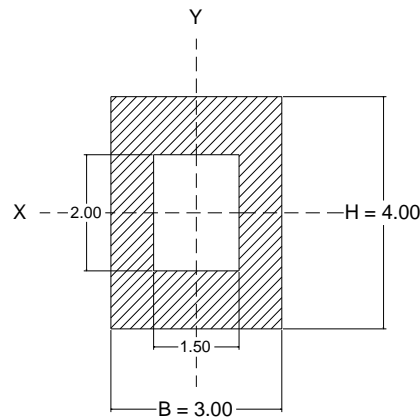
a. Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan pada Kepala *Pylon*

Besarnya gaya gempa pada arah memanjang jembatan dipengaruhi oleh inersia penampang struktur *pylon*. Besarnya inersia dipengaruhi juga oleh arah dari sumbu penampang sebagai berikut:

$$I_x = \frac{1}{12} \times B_1 \times H_1^3 - \frac{1}{12} \times B_2 \times H_2^3$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times B_1^3 \times H_1 - \frac{1}{12} \times B_2^3 \times H_2$$

Penampang struktur *pylon* tertera pada gambar 5.18 di bawah ini.



Gambar 5.18 Penampang Struktur Pylon

Dari gambar di atas maka besarnya inersia penampang kolom jembatan:

$$I_x = \frac{1}{12} \times 3 \times 4^3 - \frac{1}{12} \times 1,5 \times 2^3$$

$$= 16 - 1 = 15 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 3^3 \times 4 - \frac{1}{12} \times 1,5^3 \times 2$$

$$= 9 - 0,563 = 8,4375 \text{ m}^4$$

Besarnya kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal adalah:

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_x}{h^3}, \text{ dengan } E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} \text{ dan } h = 35 \text{ m}$$

$$= 3 \times (4700 \times \sqrt{30} \times 1000) \times \frac{15}{35^3}$$

$$= 27018,85$$

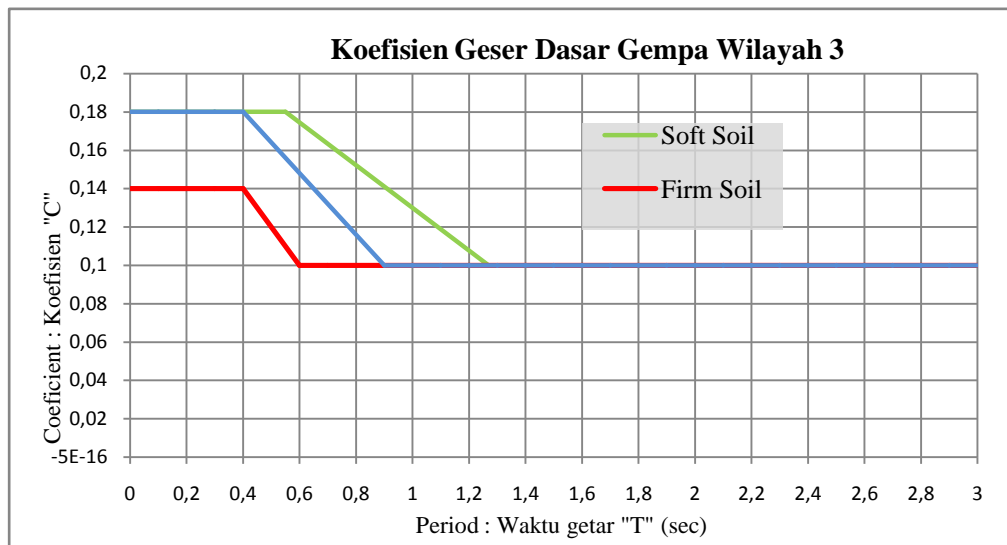
Waktu getar struktur didapatkan:

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times K_p)} \right]}$$

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{136633,71}{(9,81 \times 27018,85)} \right]}$$

$$= 4,51 \text{ detik}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 3 dengan nilai  $T = 4,51$  detik maka digunakan grafik pada gambar 5.19 di bawah ini:



Gambar 5.19 Koefisien geser dasar gempa wilayah 3

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 4,51$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa ( $C$ ) sebesar 0,1. Untuk struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur ( $S$ ) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

Sebelum menentukan besarnya gaya gempa, harus diketahui dahulu besarnya koefisien beban gempa horizontal yaitu sebesar:

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,1 \times 1$$

$$= 0,1$$

Dengan faktor kepentingan ( $I$ ) yaitu pengaruh dari seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang

direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas, maka diambil sebesar 1 sehingga diperoleh gaya gempa sebesar:

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= Kh \times I \times W_{TP} \\ &= 0,1 \times 1 \times 136633,71 \\ &= 13663,371 \text{ kN (Arah X)} \end{aligned}$$

Beban gempa didistribusikan ke setiap titik pertemuan antara kabel dengan *pylon* sebesar:

$$T_{EQ} = \frac{T_{EQ}}{n} = \frac{13663,371}{20} = 683,2 \text{ kN}$$

b. Beban Gempa Arah Melintang Jembatan pada Kepala *Pylon*

Besarnya gaya gempa pada arah melintang jembatan dipengaruhi oleh inersia penampang struktur *pylon*. Dalam hal ini yang digunakan adalah inersia arah Y. Besarnya kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal adalah:

$$\begin{aligned} K_p &= 3 \times E_c \times \frac{I_y}{h^3}, \text{ dengan } E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} \text{ dan } h = 35 \text{ m} \\ &= 3 \times (4700 \times \sqrt{30} \times 1000) \times \frac{8,4375}{35^3} \\ &= 15198,1 \end{aligned}$$

Waktu getar struktur didapatkan:

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times K_p)} \right]} \\ &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{136633,71}{(9,81 \times 15198,1)} \right]} \\ &= 6,01 \text{ detik} \end{aligned}$$

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 6,01$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,1. Untuk struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur (S) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} S &= 1 \times F \\ F &= 1,25 - (0,25 \times n) \\ n &= \text{jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)} \\ F &= 1,25 - (0,25 \times 1) \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,1 \times 1$$

$$= 0,1$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,1 \times 1 \times 136633,71$$

$$= 13663,371 \text{ kN (Arah Y)}$$

Beban gempa didistribusikan ke setiap titik pertemuan antara kabel dengan *pylon* sebesar:

$$T_{EQ} = \frac{T_{EQ}}{n} = \frac{13663,371}{20} = 683,2 \text{ kN}$$

c. Beban Gempa pada Badan *Pylon*

Untuk menghitung beban gempa arah memanjang jembatan pada badan *pylon* maka  $W_T$  yang digunakan adalah berat sendiri *pylon*.

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{Ix}{h^3}, \text{ dengan } E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} \text{ dan } h = 35 \text{ m}$$

$$= 3 \times (4700 \times \sqrt{30} \times 1000) \times \frac{15}{35^3}$$

$$= 27018,85$$

Waktu getar struktur didapatkan:

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

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{9180}{(9,81 \times 27018,85)} \right]}$$

$$= 1,2 \text{ detik}$$

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 1,2$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa ( $C$ ) sebesar 0,1. Untuk struktur dapat berperilaku duktail dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur ( $S$ ) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

$$Kh = C \times S$$

$$= 0,1 \times 1$$

$$= 0,1$$

$$T_{EQ} = Kh \times I \times W_T$$

$$= 0,1 \times 1 \times 9180$$

$$= 918 \text{ kN (Arah X)}$$

Untuk menghitung beban gempa arah melintang jembatan pada badan *pylon* dengan cara yang sama didapat  $T_{EQ} = 918 \text{ kN (Arah Y)}$ .

Beban gempa diletakkan pada tengah *pylon*.

d. Beban Gempa pada *Main Girder*

Untuk menghitung beban gempa arah memanjang pada *main girder* maka diperlukan berat sendiri struktur tanpa *pylon* seperti yang tertera pada tabel 5.13 di bawah ini.

Tabel 5.13 Berat Sendiri Struktur Tanpa *Pylon*

No	Jenis Struktur	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Bj (kN/m <sup>3</sup> )	Jumlah	Berat (kN)
1	<i>Slab</i>	0,2	20	210	25,5	1	21420
2	Trotoar	0,3	1,5	210	25,5	2	4819,5
3	Median	0,3	3	210	25	1	4725
4	<i>Stringer</i>	1	0,5	210	25,5	10	26775
5	<i>Cross Girder</i>	2	1	20	25,5	21	21420
6	<i>Main Girder</i>	3	1,5	210	25,5	2	48195
Wt							127453,71

Dari program SAP 2000 didapatkan waktu getar struktur pada *main girder*:

$$T = 269,9 \text{ detik}$$

Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 269,9$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,1. Untuk struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur (S) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa (1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,1 \times 1$$

$$= 0,1$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,1 \times 1 \times 127449$$

$$= 12744,9 \text{ kN}$$

Beban gempa didistribusikan ke setiap titik pertemuan antara kabel dengan kepala *main girder*:

$$T_{EQ} = \frac{T_{EQ}}{n} = \frac{12744,9}{40} = 318,6225 \text{ kN (Arah X)}$$

Untuk menghitung beban gempa arah melintang jembatan pada *main girder* dengan cara yang sama didapat  $T_{EQ} = 318,6225 \text{ Kn (Arah Y)}$

#### **5.1.5.2 Analisis Struktur Gelagar Jembatan**

Setelah dilakukan perhitungan pembebanan, maka seluruh beban dimasukkan ke dalam program SAP 2000 V11 sesuai dengan letak dan susunannya pada struktur kemudian diberikan kombinasi pembebanan agar didapatkan pengaruh maksimum. Adapun kombinasi pembebanan yang digunakan adalah seperti yang tertera pada tabel 5.14 di bawah ini:





Hasil analisis struktur program SAP 2000 menghasilkan momen maksimum seperti yang tertera pada tabel 5.15 di bawah ini.

Tabel 5.15 Momen Kombo Maksimum yang Terjadi pada *Stringer* (Kombo 4)

Momen Max Tump. (kNm)	Momen Max Lap. (kNm)
1539,2	769,6

a. Penulangan Tumpuan *Stringer*

$$\text{Kuat tekan beton } (f'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (fy) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (Es) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan batas desak beton, } (\varepsilon_{cu}) = 0,003$$

$$\text{Tebal selimut beton } (d_c) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ tul. pokok } (d_b) = 25 \text{ mm}$$

$$A_\varnothing \text{ tul. pokok } (Ad) = 490,875 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik } (ds) = 141 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan } (d') = 65,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ karena } f'c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan leleh tulangan tarik, } \varepsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

Estimasi ukuran balok *stringer*:

$$m = \frac{fy}{0,85f'c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{m (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,003}{15,6863 (0,003 + 0,002)} = 0,0325$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0325$$

$$= 0,024$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien perlawanan, } R_b &= \rho_b \cdot f_y \cdot (1 - 0,5 \rho_b \cdot m) \\ &= 0,0325 \times 400 (1 - 0,5 \times 0,0325 \times 15,686) \\ &= 9,688 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\text{max}} &= 0,75 R_b \\ &= 0,75 \times 9,688 \\ &= 7,2665 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_n = R_m \times b \times d^2$$

$$M_u/\theta = R_m \cdot b \cdot d^2 \rightarrow d = 2b$$

$$\frac{1539,2 \times 10^6}{0,8} = 7,2665 \times b \times (2b)^2$$

$$1924 \times 10^6 = 29,066 b^3$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{1924 \times 10^6}{29,066}} = 404,5 \text{ mm}$$

dipakai  $\rightarrow b = 500 \text{ mm}$ ,  $h = 1000 \text{ mm}$

$$h = d + d_s$$

$$1000 = d + 141$$

$$d = 859 \text{ mm}$$

Desain tulangan sebelah:

$M_u(+)$  melebihi 50%  $M_u(-)$ . Maka digunakan faktor reduksi nilai  $R_b$  sebesar 0,1.

$$\begin{aligned} R_1 &= 0,1 R_b = 0,1 \times 9,688 \\ &= 0,968 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= R_1 \times b \times d^2 \\ &= 0,968 \times 500 \times 859^2 \\ &= 357456305 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right) \end{aligned}$$

$$357456305 = 0,85 \times 30 \times a \times 500 \left( 859 - \frac{a}{2} \right)$$

$$-6375a^2 + 10952250a - 357456305 = 0$$

$$a = 33,3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33,3}{0,85} = 39,2 \text{ mm}$$

Kebutuhan tulangan:

$$T_s = C_c$$

$$(A_s \times f_y) = C_c$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{C_c}{f_y} \\ &= \frac{424351,62}{400} \\ &= 1060,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_1 &= \frac{A_s}{A_d} \\ &= \frac{1060,88}{490,875} \\ &= 2,2 \text{ buah} \rightarrow \text{dipakai 3 buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= n_1 \text{ pakai} \times A_d \\ &= 3 \times 490,875 \\ &= 1472,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$T_s = C_c$$

$$(n \times A_d \times f_y) = 0,85 f'_c \times a \times b$$

$$\begin{aligned} a &= (3 \times 490,875 \times 400) / (0,85 \times 30 \times 500) \\ &= 46,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= C_c (d - a/2) \\ &= 0,85 \times f'_c \times a \times b (d - a/2) \\ &= 0,85 \times 30 \times 46,2 \times 425 (759,5 - 46,2/2) \\ &= 492386895 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= a / \beta_1 \\ &= 46,2 / 0,85 = 54,35 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= \frac{c - d'}{c} \epsilon_{cu} \\ &= \frac{54,35 - 65,5}{54,35} \times 0,003 \\ &= -0,0006 < 0,002 \rightarrow \text{baja desak belum leleh} \end{aligned}$$

Desain Tulangan Rangkap:

$$M2 = Mn - M1$$

$$= 1924 \times 10^6 - 492386895$$

$$= 1431613105 \text{ N.mm}$$

$$M2 = Ts2 (d - d')$$

$$Ts2 = M2 / (d - d')$$

$$= 1431613105 / (859 - 65,5) = 1804175,306 \text{ N}$$

$$As' = Ts2 / fy$$

$$= 1804175,30 / 400$$

$$= 4510,44 \text{ mm}^2$$

$$n2 = As' / Ad$$

$$= 4510,44 / 490,875 = 9,2 \text{ buah} \rightarrow \text{Dipakai 10 buah}$$

$$As'p = n2 \cdot Ad$$

$$= 10 \cdot 490,875$$

$$= 4908,75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik (nt)} = n1 + n2$$

$$= 3 + 10 = 13 \text{ buah,}$$

$$Ast = 1472,625 + 4908,75 = 6381,375 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan desak (nd)} = n2 = 10 \text{ buah, } As' = 4908,75 \text{ mm}^2 (As' \geq 50\% Ast)$$

Kontrol jarak tulangan:

$$S = \frac{500 - (2.40) - (2.13) - (8.25)}{(8 - 1)} = 27,7 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Aman)}$$

Kontrol momen tersedia negatif balok tumpuan *stringer* melalui persamaan gaya-gaya dalam:

$$Ts = Cs + Cc$$

$$Ast \times fy = As' \times \epsilon_{cu} \times Es \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) + 0,85 \times f'c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'c \times b)a^2 + (As' \times \epsilon_{cu} \times Es - Ast \times fy)a - (As' \times \epsilon_{cu} \times Es \times \beta_1 \times d') = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut:

$$A = 0,85 \times f'c \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 500$$

$$= 12750$$

$$B = As' \times \epsilon_{cu} \times Es - Ast \times fy$$

$$\begin{aligned} &= (4908,75 \times 0,003 \times 200000) - (6381,375) \times 400 \\ &= 392700 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= A_s' \times \varepsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d' \\ &= 6381,375 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 65,5 \\ &= -163976793,8 \end{aligned}$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 99 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{99}{0,85}$$

$$= 116,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c} (\varepsilon_{cu})$$

$$= \frac{116,5 - 65,5}{116,5} (0,003)$$

$$= 0,0013 < \varepsilon_y = 0,002 \text{ (Tulangan baja desak belum leleh)}$$

$$f_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$= 0,0013 \times 200000$$

$$= 262,73 \text{ MPa}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$M_1 = 0,85 \times f'_c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 99 \times 500 \times \left( 859 - \frac{99}{2} \right)$$

$$= 1022245487 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = A_s' \times f_s \times (d - d')$$

$$= 4908,75 \times 262,73 \times (859 - 65,5)$$

$$= 1023378907 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M_1 + M_2$$

$$= 1022245487 + 1023378907$$

$$= 2045624394 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_n \times 0,8$$

$$\begin{aligned}
&= 2045624394 \times 0,8 \\
&= 163649951,5 \text{ N.mm} \\
&= 1636,49 \text{ kN.m} > \text{Mu- terjadi} = 1539,2 \text{ kN.m (Aman)}
\end{aligned}$$

Kontrol momen tersedia positif balok tumpuan *stringer* melalui persamaan gaya-gaya dalam:

$$T_s = C_s + C$$

$$A_s' \times f_y = A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \left(1 - \beta_1 \frac{d}{a}\right) + 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$(0,85 \times f_c' \times b)a^2 + (A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s' \times f_y)a - (A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d) = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
A &= 0,85 \times f_c' \times b \\
&= 0,85 \times 30 \times 500 \\
&= 12750
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B &= A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s' \times f_y \\
&= ((1472,625 + 4908,75) \times 0,003 \times 200000) - (4908,75 \times 400) \\
&= 1865325
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C &= -(A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d) \\
&= -((1472,625 + 4908,75) \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 859) \\
&= -458884676,3
\end{aligned}$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$\begin{aligned}
a &= \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \\
&= 130,18 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
c &= \frac{a}{\beta_1} \\
&= 153,15 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\epsilon'_s &= \frac{c - ds}{c} (\epsilon_{cu}) \\
&= \frac{153,15 - 141}{153,15} (0,003) \\
&= 0,0002 < \epsilon_y = 0,002
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
f_s &= \epsilon'_s \times E_s \\
&= 0,00023 \times 200000 \\
&= 47,6 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$M1 = 0,85 \times f_c \times a \times b \left( (h-d') - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 130,18 \times 500 \times \left( (1000 - 65,5) - \frac{130,18}{2} \right)$$

$$= 1443011822 \text{ N.mm}$$

$$M2 = A_{s, \text{pakai}} \times f_s \times (d - d')$$

$$= (1472,625 + 4908,75) \times 47,6 \times (859 - 65,5)$$

$$= 241020055,6 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M1 + M2$$

$$= 1443011822 + 241020055,6$$

$$= 1684031877 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_n \times 0,8$$

$$= 1684031877 \times 0,8$$

$$= 1347225502,9 \text{ N.mm}$$

$$= 1347,22 \text{ kN.m} > M_u - \text{terjadi} = 769,6 \text{ kN.m (Aman)}$$

Momen kapasitas ( $M_{kap}$ ) momen negatif balok tumpuan *stringer*. Momen kapasitas didasarkan atas tegangan tarik baja *ultimate*  $f_o = \phi_o \times f_y$ , yang mana  $\phi_o$  adalah *overstrength factor*. Untuk itu akan dihitung momen kapasitas balok seperti berikut ini.

$$\text{Luas tulangan tarik } (A_s^+) = 6381,375 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan desak } (A_s^-) = 4908,75 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan baja tulangan desak belum leleh, maka berdasarkan kesetimbangan gaya didapat:

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times \phi_o \times f_y = (0,85 \times f'_c \times a \times b) + (A_s' \times f_y)$$

$$A_s \times \phi_o \times f_y = A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \left( 1 - \beta_1 \frac{d'}{a} \right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \phi_o \times f_y) a - (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

$$\phi_o = 1,4$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) = 0,85 \times 30 \times 500 = 12750$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \phi_o \times f_y) = -628320$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = -163976793,8$$

$$a = 140,7 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{140,7}{0,85}$$

$$= 165,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \varepsilon_{cu}$$

$$= \frac{165,5-65,5}{165,5} 0,003$$

$$= 0,0018 < \varepsilon_y = 0,002 \text{ (baja desak sudah leleh)}$$

$$f_s = f_y$$

$$= 400 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b \times a$$

$$= 0,85 \times 30 \times 500 \times 140,7$$

$$= 1793822,335 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times f_s$$

$$= 4908,75 \times 400$$

$$= 1779747,665 \text{ N}$$

Momen kapasitas yang dapat dikerahkan dapat diperoleh dengan mengambil momen terhadap garis kerja Ts, maka:

$$M_1 = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1793822,335 \times (859 - 140,6 / 2)$$

$$= 1414705207 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = C_s (d - d')$$

$$= 1779747,665 \times (859 - 65,5)$$

$$= 1412229772 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{kap}} = M_1 + M_2$$

$$= (1414705207 + 1412229772) / 10^6$$

$$= 2826,93 \text{ kNm} > 2045,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kap}} = 1,38 \text{ Mn (Aman)}$$



Momen kapasitas ( $M_{kap}$ ) momen positif balok tumpuan *stringer*. Momen kapasitas momen positif dapat dihitung dengan cara yang sama dengan penempatan tulangan yang dibalik, yaitu:

$$\text{Luas tulangan tarik } (A_s^-) = 6381,375 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan desak } (A_s^+) = 4908,75 \text{ mm}^2$$

Hal ini terjadi karena tulangan bawah berganti posisinya menjadi tulangan tarik dan tulangan atas menjadi tulangan desak. Pada kondisi demikian, tulangan desak umumnya belum leleh.

Karena baja tarik mencapai tegangan *ultimate* maka:

$$T_s = C_s + C_c$$

$$A_s \times \emptyset_o \times f_y = A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b)a^2 + (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \emptyset_o \times f_y)a - (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

$$\emptyset_o = 1,4$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) = 12750$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \emptyset_o \times f_y) = 1079925$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = -458884676,3$$

Dengan persamaan kuadrat di atas dapat dicari hingga didapatkan nilai  $a$ , yaitu:

$$a = 152,03 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= 152,03 / 0,85$$

$$= 178,8 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \epsilon_{cu}$$

$$= ((178,8 - 141) / 178,8) \times 0,003$$

$$= 0,0006 < \epsilon_y = 0,002 \text{ (Tulangan baja desak belum leleh)}$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b \times a$$

$$= 0,85 \times 30 \times 500 \times 152,03$$

$$= 1938411,79 \text{ N}$$

$$f_s = \epsilon'_s \times E_s$$

$$= 0,0006 \times 200000$$

$$= 127,01 \text{ MPa}$$

$$C_s = A_s' \times f_s$$

$$= 6381,375 \times 127,01$$

$$= 810488,21$$

Momen kapasitas yang dapat dikerahkan dapat diperoleh dengan mengambil momen terhadap garis kerja Ts, maka:

$$M_1 = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1938411,79 \times (859 - (152,03 / 2))$$

$$= 1664095219 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = C_s (d - d_s)$$

$$= 810488,21 (859 - 141)$$

$$= 643122394,3 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{kap}} = M_1 + M_2$$

$$= 1664095219 + 643122394,3$$

$$= 230721761,4 \text{ N.mm}$$

$$= 2307,21 \text{ kN.m} > 1684 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kap}} = 1,37 \text{ Mn (Aman)}$$

b. Penulangan Lapangan *Stringer*

$$\text{Kuat tekan beton } (f'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan batas desak beton, } (\epsilon_{cu}) = 0,003$$

$$\text{Tebal selimut beton } (d_c) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ tul. pokok } (d_b) = 25 \text{ mm}$$

$$A_{\varnothing} \text{ tul. pokok } (A_d) = 490,875 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik } (d_s) = 141 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan } (d') = 65,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ karena } f'c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan leleh tulangan tarik, } \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

Estimasi ukuran balok *stringer*:

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$
$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{m (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)}$$
$$= \frac{0,85 \cdot 0,003}{15,6863 \cdot 0,003 + 0,002} = 0,0325$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$
$$= 0,75 \times 0,0325$$
$$= 0,0244$$

Koefisien perlawanan,  $R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot (1 - 0,5 \rho_b \cdot m)$

$$= 0,0325 \times 400 (1 - 0,5 \times 0,0325 \times 15,686)$$
$$= 9,6887 \text{ MPa}$$

$$R_{\max} = 0,75 R_b$$
$$= 0,75 \times 9,688$$
$$= 7,266 \text{ MPa}$$

$$M_n = R_m \times b \times d^2$$
$$M_u / \theta = R_m \cdot b \cdot d^2 \rightarrow d = 2b$$

$$\frac{769,6 \times 10^6}{0,8} = 7,2665 \times b \times (2b)^2$$

$$962 \times 10^6 = 29,066 b^3$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{962 \times 10^6}{29,066}} = 321,05 \text{ mm}$$

dipakai  $\rightarrow b = 500 \text{ mm}$ ,  $h = 1000 \text{ mm}$

$$h = d + d_s$$

$$1000 = d + 141$$

$$d = 859 \text{ mm}$$

Desain tulangan sebelah:

$M_u(+)$  melebihi 50%  $M_u(-)$ . Maka digunakan faktor reduksi nilai  $R_b$  sebesar 0,1.

$$R1 = 0,1 Rb = 0,1 \times 9,688$$

$$= 0,9688 \text{ MPa}$$

$$M1 = R1 \times b \times d^2$$

$$= 0,9688 \times 500 \times 859^2$$

$$= 357456304,6 \text{ N.mm}$$

$$M1 = Cc \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times f'c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$357456304,6 = 0,85 \times 30 \times a \times 500 \left( 859 - \frac{a}{2} \right)$$

$$-6375a^2 + 10952250a - 357456304,6 = 0$$

$$a = 33,3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33,3}{0,85} = 39,15 \text{ mm}$$

Kebutuhan tulangan:

$$T_s = C_c$$

$$(A_s \times f_y) = C_c$$

$$A_s = \frac{C_c}{f_y}$$

$$= \frac{424351,6}{400}$$

$$= 1060,88 \text{ mm}^2$$

$$n1 = \frac{A_s}{A_d}$$

$$= \frac{1060,88}{490,875}$$

$$= 2,16 \text{ buah} \rightarrow \text{dipakai 3 buah}$$

$$A_{s1} = n1 \text{ pakai} \times A_d$$

$$= 3 \times 490,875$$

$$= 1472,625 \text{ mm}^2$$

$$T_s = C_c$$

$$(n \times A_d \times f_y) = 0,85 f'c \times a \times b$$

$$a = (3 \times 490,875 \times 400) / (0,85 \times 30 \times 500)$$

$$= 46,2 \text{ mm}$$

$$M1 = Cc (d - a/2)$$

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

$$= 0,85 \times 30 \times 46,2 \times 500 (859 - 46,2 / 2)$$

$$= 492386895 \text{ N.mm}$$

$$c = a / \beta_1$$

$$= 46,2 / 0,85 = 54,35 \text{ mm}$$

Desain Tulangan Rangkap:

$$M2 = Mn - M1$$

$$= 962000000 - 492386895$$

$$= 469613105 \text{ N.mm}$$

$$M2 = Ts2 (d - d')$$

$$Ts2 = M2 / (d - d')$$

$$= 469613105 / (859 - 65,5) = 591824,959 \text{ N}$$

$$As' = Ts2 / fy$$

$$= 591824,959 / 400$$

$$= 1479,5 \text{ mm}^2$$

$$n2 = As' / Ad$$

$$= 1479,5 / 490,875 = 3,01 \text{ buah} \rightarrow \text{Dipakai 4 buah}$$

$$As'p = n2 \cdot Ad$$

$$= 4 \cdot 490,875$$

$$= 1963,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik (nt)} = n1 + n2$$

$$= 3 + 4 = 7 \text{ buah, } Ast = 1472,62 + 1963,5 = 3436,125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan desak (nd)} = n2 = 4 \text{ buah, } As' = 1963,5 \text{ mm}^2 (As' > 50\% Ast)$$

Kontrol jarak tulangan:

$$s = \frac{500 - (2.40) - (2.13) - (7.25)}{(7 - 1)} = 36,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Aman)}$$

Kontrol momen tersedia negatif balok lapangan *stringer* melalui persamaan gaya-gaya dalam:

$$Ts = Cs + Cc$$

$$A_{st} \times f_y = A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_{st} \times f_y) a - (A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A &= 0,85 \times f'_c \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 500 \\ &= 12750 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_{st} \times f_y \\ &= (1963,5 \times 0,003 \times 200000) - (3436,125) \times 400 \\ &= -196350 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d' \\ &= 1963,5 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 65,5 \\ &= -65590717,5 \end{aligned}$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$\begin{aligned} a &= \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \\ &= 79,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{79,8}{0,85} \\ &= 93,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon'_s &= \frac{c - d'}{c} (\epsilon_{cu}) \\ &= \frac{93,9 - 65,5}{93,9} (0,003) \\ &= 0,0009 < \epsilon_y = 0,002 \text{ (Tulangan baja desak belum leleh)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \epsilon'_s \times E_s \\ &= 0,0009 \times 200000 \\ &= 181,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,85 \times 30 \times 79,8 \times 500 \times \left(859 - \frac{79,8}{2}\right) \end{aligned}$$

$$= 833754899,2 \text{ N.mm}$$

$$M2 = A_s' \text{ pakai} \times f_s \times (d - d')$$

$$= 1963,5 \times (181,6) \times (859 - 65,5)$$

$$= 282911251 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M1 + M2$$

$$= 833754899,2 - 282911251$$

$$= 1116666150 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_n \times 0,8$$

$$= 1116666150 \times 0,8$$

$$= 893332920,1 \text{ N.mm}$$

$$= 893,33 \text{ kN.m} > M_u \text{- terjadi} = 796,6 \text{ kN.m (Aman)}$$

Kontrol momen tersedia positif balok lapangan *stringer* melalui persamaan gaya-gaya dalam:

$$T_s = C_s + C$$

$$A_s' \times f_y = A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \left(1 - \beta_1 \frac{d}{a}\right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s' \times f_y) a - (A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d) = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut:

$$A = 0,85 \times f'_c \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 425$$

$$= 12750$$

$$B = A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s' \times f_y$$

$$= (3436,125 \times 0,003 \times 200000) - (1963,5 \times 400)$$

$$= 1276275$$

$$C = -(A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d)$$

$$= -(3436,125 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 859)$$

$$= -247091748,8$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 97,88 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{97,88}{0,85}$$

$$= 115,2 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-ds}{c} (\varepsilon_{cu})$$

$$= \frac{115,2 - 141}{115,2} (0,003)$$

$$= -0,0006 < \varepsilon_y = 0,002$$

$$f_s = \varepsilon'_s \times E_s$$

$$= -0,0006 \times 200000$$

$$= -134,6 \text{ MPa}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$M1 = 0,85 \times f_c \times a \times b \left( (h-d') - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 97,88 \times 500 \times \left( (1000 - 65,5) - \frac{97,88}{2} \right)$$

$$= 1105205045 \text{ N.mm}$$

$$M2 = A_{s1} \text{ pakai} \times f_s \times (d - d')$$

$$= 3436,125 \times -134,6 \times (859 - 65,5)$$

$$= -367099308,7 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M1 + M2$$

$$= 1105205045 - 367099308,7$$

$$= 738105735,9 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_n \times 0,8$$

$$= 738105735,9 \times 0,8$$

$$= 590484588,7 \text{ N.mm}$$

$$= 590,48 \text{ kN.m} > M_u \text{- terjadi} = 384,8 \text{ kN.m (Aman)}$$

c. Perhitungan Tulangan Susut

Tulangan susut direncanakan dengan diameter tulangan 13 mm.

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan (As)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times (\varnothing^2) \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times (13^2) \\ &= 132,732 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar balok } \textit{stinger} \text{ (b)} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi balok } \textit{stinger} \text{ (h)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Asst} = 0,0018 \times b \times h$$

$$= 0,0018 \times 500 \times 1000$$



$$= 929,13 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan susut} = \frac{As_{st}}{As}$$

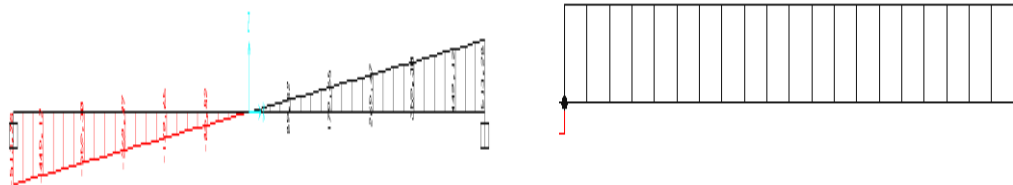
$$= \frac{929,13}{132,732} = 6,78 \longrightarrow 8 \text{ buah}$$

Tulangan susut harus genap, agar dipasang seimbang pada kedua sisi.

$$\begin{aligned} \text{As}_{st} \text{ ada} &= n \text{ pakai} \times A_s \\ &= 8 \times 132,732 \\ &= 1061,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Perhitungan Tul. Geser *Stringer*

Gambar 5.21 di bawah ini menjelaskan gaya geser yang terjadi pada arah vertikal dan horizontal.



Gambar 5.21 SFD yang terjadi pada *Stringer* (bentang 10,5 m)

Lebar balok melintang (*cross girder*) = 1000 mm

Panjang total *stringer* ( $L_{stringer}$ ) = 10500 mm

$$L_{neto} = L_{stringer} - (2 \times \frac{1}{2} \text{ lebar } cross \text{ girder})$$

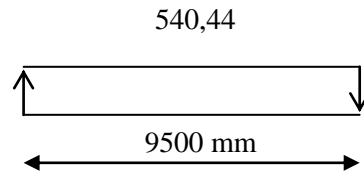
$$\begin{aligned} L_{neto} &= 10500 - (2 \times \frac{1}{2} \times 1000) \\ &= 9500 \text{ mm} = 9,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$MPR^- = 2826,93 \text{ kNm}$$

$$MPR^+ = 2307,22 \text{ kNm}$$

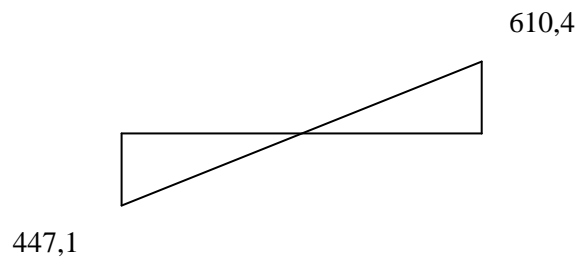
Gaya geser akibat beban gempa (Arah Horizontal)

$$V_E = \frac{(Mpr^-) + (Mpr^+)}{L_{netto}} = \frac{2826,93 + 2307,22}{9,5} = 540,44 \text{ kN}$$



Gaya geser akibat beban gravitasi (Arah vertikal)

Dari perhitungan SAP2000, didapat:



Menghitung gaya geser ultimate ( $V_u$ )

Berdasarkan nilai  $V_E$  dan  $V_G$  yang ada maka yang menentukan adalah  $V_G = 610,4$  kN (Arah vertikal)

$$b = 500 \text{ mm}$$

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

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

$$f_y \text{ sengkang} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Pusat berat tulangan baja tarik, } d_s = 141 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s$$

$$= 1000 - 141 = 859 \text{ mm}$$

Daerah Dalam Sendi Plastis.

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 500 \times 859 \\ &= 392078 \text{ N} = 392,078 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{0,6} - V_c \\ &= \frac{610,4}{0,6} - 392,078 \end{aligned}$$

$$= 625,255 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan D13 dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{1\phi D13} = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2 kaki

$$s = \frac{jml \text{ kaki} \times A_{1\phi D13} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2 \times 132,732 \times 400 \times 859}{625,255 \times 1000} = 87,5 \text{ mm}$$

$$s \text{ pakai} = 80 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai D13 – 80 ; syarat:

$$S \leq h/4 = 850/4 = 212,5 \text{ mm, Ok.}$$

$$S \leq 24 \cdot \text{Diameter sengkang} = 24 \cdot 13 = 312 \text{ mm, Ok.}$$

$$S \leq 300 \text{ mm, Ok.}$$

Daerah Luar Sendi Plastis.

$$Y = V_A + \left[ (V_U - V_A) \times \left( \frac{Ln - 2h}{Ln} \right) \right]$$

$$= 540,44 + \left[ (610,4 - 540,44) \times \left( \frac{9500 - 2000}{9500} \right) \right]$$

$$= 595,7 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 500 \times 859$$

$$= 392078 \text{ N} = 392,078 \text{ kN}$$

$$V_{s1} = \frac{Y}{0,6} - V_c = \frac{595,7}{0,6} - 392,078 = 600,71 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan D13 dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{1\phi D10} = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,732 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2 kaki

$$s = \frac{jml \text{ kaki} \times A_{1\phi D13} \times f_y \times d}{V_{s1}} = \frac{2 \times 132,732 \times 400 \times 859}{600,71 \times 1000} = 91,1 \text{ mm} \longrightarrow 90 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai D13 –90 ; syarat :

$$S \leq d/2 = 859/2 = 429,5 \text{ mm, Ok.}$$

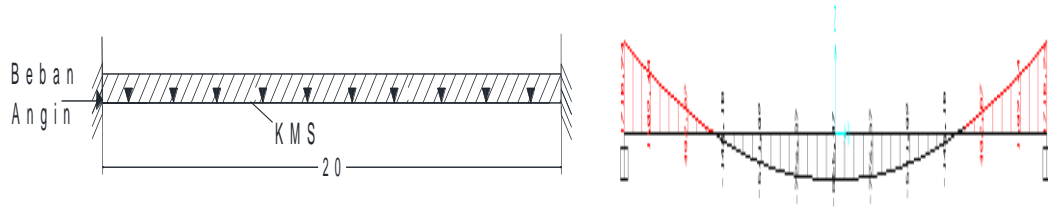
Tabel 5.16 di bawah ini adalah hasil rekapitulasi desain pada *stringer*.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Tulangan pada Balok *Stringer*

Ukuran	b (mm)	h (mm)	
	500	1000	
Tul. Susut	n	D (mm)	
	8	13	
Tul. Tarik Tumpuan	n	D (mm)	
	13	25	
Tul. Desak Tumpuan	n	D (mm)	
	10	25	
Tul. Tarik Lapangan	n	D (mm)	
	7	25	
Tul. Desak Lapangan	n	D (mm)	
	4	25	
Tul. Sengkang Sendi Plastis	n	D (mm)	Jarak (mm)
	2	13	80
Tul. Sengkang Luar Sendi Plastis	n	D (mm)	Jarak (mm)
	2	13	90

## 2. Balok Melintang (*Cross Girder*)

Dari hasil analisis menggunakan SAP 2000 V11 didapatkan nilai momen pada *cross girder* seperti yang terlihat pada gambar 5.22 di bawah ini.



Gambar 5.22 Pembebanan dan BMD pada balok melintang (*cross girder*)

Hasil analisis struktur program SAP 2000 menghasilkan momen maksimum seperti yang tertera pada tabel 5.17 di bawah ini.

Tabel 5.17 Momen Kombo Maksimum yang Terjadi (Kombo 4)

Balok Melintang	Momen <i>Ultimate</i> (kN.m)
Tumpuan	34189,3
Lapangan	17094,65

### a. Desain Tulangan Tumpuan *Cross Girder*:

$$\text{Kuat tekan beton } (f'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (fy) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (Es) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan batas desak beton, } (\epsilon_{cu}) = 0,003$$

$$\text{Tebal selimut beton } (d_c) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi \text{ tul. pokok } (d_b) = 40 \text{ mm}$$

$$A_\phi \text{ tul. pokok } (Ad) = 706,86 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik } (ds) = 105 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan } (d') = 75 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ karena } f'c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan leleh tulangan tarik, } \epsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

Estimasi ukuran balok melintang:

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$
$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{m (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)}$$
$$= \frac{0,85 \cdot 0,003}{15,686 (0,003 + 0,002)} = 0,0325$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$
$$= 0,75 \times 0,0325$$
$$= 0,0244$$

$$\text{Koefisien perlawanan, } R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot (1 - 0,5 \rho_b \cdot m)$$
$$= 0,0325 \times 400 (1 - 0,5 \times 0,0325 \times 15,686)$$
$$= 9,688 \text{ MPa}$$

$$R_{max} = 0,75 R_b$$
$$= 0,75 \times 9,688$$
$$= 7,266 \text{ MPa}$$

$$M_n = R_m \times b \times d^2$$

$$M_u / \theta = R_m \cdot b \cdot d^2 \rightarrow d = 2b$$

$$\frac{34189,3 \times 10^6}{0,8} = 7,2665 \times b \times (2b)^2$$

$$4273,6 \times 10^7 = 29,066 b^3$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{4273,6 \times 10^7}{29,066}} = 1137,03 \text{ mm}$$

dipakai  $\rightarrow b = 1000 \text{ mm}$ ,  $h = 2000 \text{ mm}$

$$h = d + d_s$$

$$2000 = d + 105$$

$$d = 1895 \text{ mm}$$

Desain tulangan sebelah:

Mu(+) melebihi 50% Mu(-). Maka digunakan faktor reduksi nilai Rb sebesar 0,1.

$$R1 = 0,1 Rb = 0,1 \times 9,688$$

$$= 0,9688 \text{ MPa}$$

$$M1 = R1 \times b \times d^2$$

$$= 0,9688 \times 1000 \times 1895^2$$

$$= 3479245369 \text{ N.mm}$$

$$M1 = Cc \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times f'c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$3479245369 = 0,85 \times 30 \times a \times 1000 \left( 1895 - \frac{a}{2} \right)$$

$$-12750a^2 + 48322500a - 3479245369 = 0$$

$$a = 73,44 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{73,44}{0,85} = 86,38 \text{ mm}$$

$$Cc = 0,85 \times 30 \times 73,44 \times 1000 = 1872284,797 \text{ N}$$

Kebutuhan tulangan:

$$Ts = Cc$$

$$(As \times fy) = Cc$$

$$As = \frac{Cc}{fy}$$

$$= \frac{1872284,797}{400}$$

$$= 4680,71 \text{ mm}^2$$

$$n1 = \frac{As}{Ad}$$

$$= \frac{4680,71}{706,86}$$

$$= 6,6 \text{ buah} \rightarrow \text{dipakai 7 buah}$$

$$As1 = n1 \text{ pakai} \times Ad$$

$$= 7 \times 706,86$$

$$= 4948,02 \text{ mm}^2$$

$$Ts = Cc$$

$$(n \times A_d \times f_y) = 0,85 f'c \times a \times b$$

$$a = (7 \times 706,86 \times 400) / (0,85 \times 30 \times 1000) \\ = 77,62 \text{ mm}$$

$$M_1 = C_c (d - a/2) \\ = 0,85 \times f'c \times a \times b (d - a/2) \\ = 0,85 \times 30 \times 77,62 \times 1000 (1895 - 77,62 / 2) \\ = 3673790056 \text{ N.mm}$$

$$c = a / \beta_1 \\ = 77,62 / 0,85 = 91,31 \text{ mm}$$

Desain Tulangan Rangkap :

$$M_2 = M_n - M_1 \\ = 42736625000 - 3673790056 \\ = 39062834944 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = T_s (d - d')$$

$$T_s = M_2 / (d - d') \\ = 39062834944 / (1895 - 75) = 21463096,12 \text{ N}$$

$$A_s' = T_s / f_y \\ = 21463096,12 / 400 \\ = 53657,74 \text{ mm}^2$$

$$n_2 = A_s' / A_d \\ = 53657,74 / 706,86 = 75,91 \text{ buah} \rightarrow \text{Dipakai 77 buah}$$

$$A_s'p = n_2 \cdot A_d \\ = 77 \cdot 706,86 \\ = 54428,22 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik (nt)} = n_1 + n_2 \\ = 7 + 77 = 84 \text{ buah,}$$

$$A_{st} = 4948,02 + 54428,22 = 59376,24 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak tulangan:

$$S = \frac{1000 - (2.40) - (2.20) - (15.30)}{(15 - 1)} = 30,71 \text{ cm} \geq 30 \text{ mm (Aman).}$$

Kontrol momen tersedia negatif balok melintang melalui persamaan gaya-gaya dalam:



$$T_s = C_s + C_c$$

$$A_s t \times f_y = A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) + 0,85 \times f'c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'c \times b) a^2 + (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s t \times f_y) a - (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A &= 0,85 \times f'c \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 1000 \\ &= 25500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s t \times f_y \\ &= (54428,22 \times 0,003 \times 200000) - 59376,24 \times 400 \\ &= 8906436 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d' \\ &= 54428,22 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 75 \\ &= -2081879415 \end{aligned}$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$\begin{aligned} a &= \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \\ &= 160,24 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{160,24}{0,85} \\ &= 188,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon'_s &= \frac{c-d'}{c} (\epsilon_{cu}) \\ &= \frac{188,5-75}{188,5} (0,003) \\ &= 0,0018 < \epsilon_y = 0,002 \text{ (Tulangan baja desak belum leleh)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \epsilon'_s \times E_s \\ &= 0,0018 \times 200000 \\ &= 361,29 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$M_1 = 0,85 \times f'c \times a \times b \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 160,24 \times 1000 \times \left(1895 - \frac{160,24}{2}\right)$$

$$= 7415693763 \text{ N.mm}$$

$$M2 = A_s' \text{ pakai} \times f_s \times (d - d')$$

$$= 54428,22 \times 361,29 \times (1895 - 75)$$

$$= 35789294100 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M1 + M2$$

$$= 7415693763 + 35789294100$$

$$= 43204987864 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_n \times 0,8$$

$$= 43204987864 \times 0,8$$

$$= 34563990290 \text{ N.mm}$$

$$= 34563,99 \text{ kN.m} > M_u \text{- terjadi} = 34189,3 \text{ kN.m (Aman)}$$

Kontrol momen tersedia positif balok melintang melalui persamaan gaya-gaya dalam:

$$T_s = C_s + C$$

$$A_s' \times f_y = A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \left(1 - \beta_1 \frac{d}{a}\right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s' \times f_y) a - (A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d) = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut :

$$A = 0,85 \times f'_c \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 1000$$

$$= 25500$$

$$B = A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s' \times f_y$$

$$= (59376,24 \times 0,003 \times 200000) - (54428,22 \times 400)$$

$$= 13854456$$

$$C = -(A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d)$$

$$= -(59376,24 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 1895)$$

$$= -3179597652$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 173,86 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{173,86}{0,85} \\
&= 204,5 \text{ mm} \\
\varepsilon'_s &= \frac{c-ds}{c} (\varepsilon_{cu}) \\
&= \frac{204,5 - 75}{204,5} (0,003) \\
&= 0,0014 < \varepsilon_y = 0,002 \\
f_s &= \varepsilon'_s \times E_s \\
&= 0,0014 \times 200000 \\
&= 292 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$\begin{aligned}
M_1 &= 0,85 \times f_c \times a \times b \left( (h-d') - \frac{a}{2} \right) \\
&= 0,85 \times 30 \times 173,86 \times 1000 \times \left( (1895 - 75) - \frac{173,86}{2} \right) \\
&= 8149083980 \text{ N.mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_2 &= A_{s, \text{ pakai}} \times f_s \times (d - d') \\
&= 59376,24 \times 292 \times (1895 - 75) \\
&= 31554767175 \text{ N.mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= M_1 + M_2 \\
&= 8149083980 + 31554767175 \\
&= 39703851156 \text{ N.mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_u &= M_n \times 0,8 \\
&= 39703851156 \times 0,8 \\
&= 31763080920 \text{ N.mm} \\
&= 31763,08 \text{ kN.m} > M_u\text{- terjadi} = 17094,65 \text{ kN.m (Aman)}
\end{aligned}$$

Momen kapasitas ( $M_{kap}$ ) momen negatif balok melintang.

Momen kapasitas didasarkan atas tegangan tarik baja *ultimate*  $f_o = \emptyset_o \times f_y$ , yang mana  $\emptyset_o$  adalah *overstrength factor*. Untuk itu akan dihitung momen kapasitas balok seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
\text{Luas tulangan tarik } (A_s^-) &= 59376,24 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas tulangan desak } (A_s^+) &= 54428,22 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Diasumsikan baja tulangan desak belum leleh, maka berdasarkan kesetimbangan gaya didapat:

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times \emptyset_o \times f_y = (0,85 \times f'_c \times a \times b) + (A_s' \times f_y)$$

$$A_s \times \emptyset_o \times f_y = A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b)a^2 + (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \emptyset_o \times f_y)a - (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

$$\emptyset_o = 1,4$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) = 0,85 \times 30 \times 1000 = 25500$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \emptyset_o \times f_y) = -593762,4$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = -2081879415$$

$$a = 297,61 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{297,61}{0,85}$$

$$= 350,13 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \epsilon_{cu}$$

$$= \frac{350,13 - 75}{350,13} 0,003$$

$$= 0,0023 < \epsilon_y = 0,002 \text{ (baja desak sudah leleh)}$$

$$f_s = f_y$$

$$= 400 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b \times a$$

$$= 0,85 \times 30 \times 1000 \times 297,61$$

$$= 7589073,156 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times f_s$$

$$= 54428,22 \times 400$$

$$= 21771288 \text{ N}$$

Momen kapasitas yang dapat dikerahkan dapat diperoleh dengan mengambil momen terhadap garis kerja  $T_s$ , maka:

$$M_1 = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 7589073,156 \times (1895 - 297,61 / 2)$$

$$= 13251998899 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = C_s (d - d')$$

$$= 21771288 \times (1895 - 75)$$

$$= 39623744160 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{kap}} = M_1 + M_2$$

$$= 13251998899 + 39623744160$$

$$= 52875743060 \text{ N.mm}$$

$$= 52875,74 \text{ kN.m} > 43204,9 \text{ kN.m} \text{ atau}$$

$$M_{\text{kap}} = 1,22 \text{ Mn (Aman)}$$

Momen kapasitas ( $M_{\text{kap}}$ ) momen positif balok melintang.

Momen kapasitas momen positif dapat dihitung dengan cara yang sama dengan penempatan tulangan yang dibalik, yaitu:

$$\text{Luas tulangan tarik } (A_s^+) = 59376,24 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan desak } (A_s^-) = 54428,22 \text{ mm}^2$$

Hal ini terjadi karena tulangan bawah berganti posisinya menjadi tulangan tarik dan tulangan atas menjadi tulangan desak. Pada kondisi demikian, tulangan desak umumnya belum leleh.

Karena baja tarik mencapai tegangan *ultimate* maka:

$$T_s = C_s + C_c$$

$$A_s \times \emptyset_o \times f_y = A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \left( 1 - \beta_1 \frac{d'}{a} \right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \emptyset_o \times f_y) a - (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

$$\emptyset_o = 1,4$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) = 25500$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \emptyset_o \times f_y) = 5145940,8$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = -2271141180$$

Dengan persamaan kuadrat di atas dapat dicari hingga didapatkan nilai  $a$ , yaitu:

$$a = 214,13 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= 214,13 / 0,85$$

$$= 251,92 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \epsilon_{cu}$$

$$= ((251,92 - 75) / 251,92) \times 0,003$$

$$= 0,0017 < \epsilon_y = 0,002 \text{ (Tulangan baja desak belum leleh)}$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b \times a$$

$$= 0,85 \times 30 \times 1000 \times 214,13$$

$$= 5460352,497 \text{ N}$$

$$f_s = \epsilon'_s \times E_s$$

$$= 0,0017 \times 200000$$

$$= 349,92 \text{ MPa}$$

$$C_s = A_s' \times f_s$$

$$= 59376,24 \times 349,92$$

$$= 20776933,38 \text{ N}$$

Momen kapasitas yang dapat dikerahkan dapat diperoleh dengan mengambil momen terhadap garis kerja Ts, maka:

$$M_1 = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 5460352,497 \times (1895 - (214,13 / 2))$$

$$= 9926561902 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = C_s (d - d_s)$$

$$= 20776933,38 (1895 - 105)$$

$$= 37814018759 \text{ N.mm}$$

$$M_{kap} = M_1 + M_2$$

$$= 9926561902 + 37814018759$$

$$= 47740580660 \text{ N.mm}$$

$$= 47740,58 \text{ kN.m} > 39703,8 \text{ kN.mm atau}$$

$$M_{kap} = 1,39 \text{ Mn (Aman).}$$

b. Desain Tulangan Lapangan *Cross Girder*

$$\text{Kuat tekan beton (} f'_c \text{)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan batas desak beton, } (\varepsilon_{cu}) = 0,003$$

$$\text{Tebal selimut beton } (d_c) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ tul pokok } (d_b) = 30 \text{ mm}$$

$$A_\phi \text{ tul pokok } (A_d) = 706,86 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik } (d_s) = 105 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan } (d') = 75 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ karena } f'_c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Regangan leleh tulangan tarik, } \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$
$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{m (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)}$$
$$= \frac{0,85 \cdot 0,003}{15,686 (0,003 + 0,002)} = 0,0325$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$
$$= 0,75 \times 0,0325$$
$$= 0,024$$

$$\text{Koefisien perlawanan, } R_b = \rho_b \cdot f_y \cdot (1 - 0,5 \rho_b \cdot m)$$
$$= 0,0325 \times 400 (1 - 0,5 \times 0,0325 \times 15,686)$$
$$= 9,688 \text{ MPa}$$

$$R_{\max} = 0,75 R_b$$
$$= 0,75 \times 9,688$$
$$= 7,266 \text{ MPa}$$

$$M_n = R_m \times b \times d^2$$

$$M_u / \theta = R_m \cdot b \cdot d^2 \rightarrow d = 2b$$

$$\frac{17094,65 \times 10^6}{0,8} = 7,2665 \times b \times (2b)^2$$

$$2136,8 \times 10^7 = 29,066 b^3$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{2136,8 \times 10^7}{29,066}} = 902,47 \text{ mm}$$

dipakai  $\rightarrow b = 1000 \text{ mm}$ ,  $h = 2000 \text{ mm}$

$$h = d + d_s$$

$$2000 = d + 105$$

$$d = 1895 \text{ mm}$$

Desain tulangan sebelah:

Mu(+) melebihi 50% Mu(-). Maka digunakan faktor reduksi nilai Rb sebesar 0,1.

$$\begin{aligned} R_1 = 0,1 R_b &= 0,1 \times 9,688 \\ &= 0,968 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= R_1 \times b \times d^2 \\ &= 0,9688 \times 1000 \times 1895^2 \\ &= 3479245369 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right) \end{aligned}$$

$$3479245369 = 0,85 \times 30 \times a \times 1000 \left( 1895 - \frac{a}{2} \right)$$

$$-12750a^2 + 48322500a - 3479245369 = 0$$

$$a = 73,42 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{73,42}{0,85} = 86,38 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 86,38 \times 1000 = 1872284,797 \text{ N}$$

Kebutuhan tulangan:

$$T_s = C_c$$

$$(A_s \times f_y) = C_c$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{C_c}{f_y} \\ &= \frac{1872284,797}{400} \end{aligned}$$



$$= 4680,71 \text{ mm}^2$$

$$n1 = \frac{As}{Ad}$$

$$= \frac{4680,71}{706,86}$$

$$= 6,62 \text{ buah} \rightarrow \text{dipakai 7 buah}$$

$$As1 = n1 \text{ pakai} \times Ad$$

$$= 7 \times 706,86$$

$$= 4948,02 \text{ mm}^2$$

$$Ts = Cc$$

$$(n \times Ad \times fy) = 0,85 f'c \times a \times b$$

$$a = (7 \times 706,86 \times 400) / (0,85 \times 30 \times 1000)$$

$$= 77,62 \text{ mm}$$

$$M1 = Cc (d - a / 2)$$

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

$$= 0,85 \times 30 \times 77,62 \times 1000 (1895 - 77,62 / 2)$$

$$= 3673790056 \text{ N.mm}$$

$$c = a / \beta1$$

$$= 77,62 / 0,85 = 91,31 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \epsilon_{cu}$$

$$= \frac{91,31 - 75}{91,31} 0,003$$

$$= 0,0005 < 0,002 \rightarrow \text{baja desak belum leleh}$$

Desain Tulangan Rangkap:

$$M2 = Mn - M1$$

$$= 21368312500 - 3673790056$$

$$= 17694522444 \text{ N.mm}$$

$$M2 = Ts2 (d - d')$$

$$Ts2 = M2 / (d - d')$$

$$= 17694522444 / (1895 - 75) = 9722265,079 \text{ N}$$

$$As' = Ts2 / fy$$

$$= 9722265,079 / 400$$

$$= 24305,66 \text{ mm}^2$$

$$n_2 = A_{s'} / A_d$$

$$= 24305,66 / 706,86 = 34,38 \text{ buah} \rightarrow \text{Dipakai 35 buah}$$

$$A_{s'p} = n_2 \cdot A_d$$

$$= 35 \cdot 706,86$$

$$= 24740,1 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik (nt)} = n_1 + n_2$$

$$= 7 + 35 = 42 \text{ buah}$$

$$\text{Tulangan desak (nd)} = n_2 = 35 \text{ buah}$$

$$A_{st} = 4948,02 + 24740,1 = 29688,12 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak tulangan:

$$S = \frac{1000 - (2.40) - (2.20) - (15.30)}{(15 - 1)} = 30,71 \text{ mm} \geq 30 \text{ mm (Aman)}$$

Kontrol Momen Tersedia Negatif Balok *Cross Girder* Melalui Persamaan

Gaya–Gaya dalam:

$$T_s = C_s + C_c$$

$$A_{st} \times f_y = A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_{st} \times f_y) a - (A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut:

$$A = 0,85 \times f'_c \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 1000$$

$$= 25500$$

$$B = A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_{st} \times f_y$$

$$= (24740,1 \times 0,003 \times 200000) - 29688,12 \times 400$$

$$= 2968812$$

$$C = -(A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d')$$

$$= 24740,1 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 75$$

$$= -946308825$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 143,03 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{143,03}{0,85}$$

$$= 168,27 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} (\epsilon_{cu})$$

$$= \frac{168,27 - 75}{168,27} (0,003)$$

$$= 0,0016 < \epsilon_y = 0,002 \text{ (Tulangan baja desak belum leleh)}$$

$$f_s = \epsilon'_s \times E_s$$

$$= 0,0016 \times 200000$$

$$= 332,57 \text{ MPa}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$M_1 = 0,85 \times f'_c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 143,03 \times 1000 \times \left( 1895 - \frac{143,03}{2} \right)$$

$$= 6650782344 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = A_s' \times f_s \times (d - d')$$

$$= 24740,1 \times 332,57 \times (1895 - 75)$$

$$= 14974877819 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M_1 + M_2$$

$$= 6650782344 + 14974877819$$

$$= 21625660163 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_n \times 0,8$$

$$= (21625660163 \times 0,8) / 10^6$$

$$= 17300,52 \text{ kN.m} > M_u \text{- terjadi} = 17094,65 \text{ kN.m (Aman)}$$

Kontrol Momen Tersedia Positif Balok *Cross Girder* Melalui Persamaan Gaya-Gaya dalam:

$$T_s = C_s + C$$

$$A_s \cdot f_y = A_s_t \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \left( 1 - \beta_1 \frac{d}{a} \right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_s_t \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \cdot f_y) a - (A_s_t \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d) = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat di sederhanakan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A &= 0,85 \times f_c \times b \\
 &= 0,85 \times 30 \times 1000 \\
 &= 25500
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B &= A s_t \times \epsilon_{cu} \times E_s - A s' \times f_y \\
 &= (29688,12 \times 0,003 \times 200000) - (24740,1 \times 400) \\
 &= 7916832
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C &= -(A s_t \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d) \\
 &= -(29688,12 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 1895) \\
 &= -1589798826
 \end{aligned}$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \\
 &= 138,78 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{138,78}{0,85} \\
 &= 163,27 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon'_s &= \frac{c - d_s}{c} (\epsilon_{cu}) \\
 &= \frac{163,27 - 105}{163,27} (0,003) \\
 &= 0,0011 < \epsilon_y = 0,002
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \epsilon'_s \times E_s \\
 &= 0,0011 \times 200000 \\
 &= 214,13 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0,85 \times f_c \times a \times b \left( (h - d') - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 138,78 \times 1000 \times \left( (4000 - 75) - \frac{138,78}{2} \right) \\
 &= 6566719864 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_2 &= A s_t \text{ pakai} \times f_s \times (d - d') \\
 &= 29688,12 \times 214,13 \times (1895 - 75) \\
 &= 11570094319 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= M_1 + M_2 \\
&= 6566719864 + 11570094319 \\
&= 18136814182 \text{ N.mm} \\
M_u &= M_n \times 0,8 \\
&= (18136814182 \times 0,8) / 10^6 \\
&= 14509,45 \text{ kN.m} > M_u\text{- terjadi} = 8547,325 \text{ kN.m (Aman)}
\end{aligned}$$

c. Perhitungan Tulangan Susut *Cross Girder*

Tulangan susut direncanakan dengan diameter tulangan 16 mm

$$\begin{aligned}
\text{Luas tulangan } (A_s) &= \frac{1}{4} \times \pi \times (\varnothing^2) \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times (20^2) \\
&= 314,16 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Lebar balok *cross girder* (b) = 1000 mm

Tinggi balok *cross girder* (h) = 2000 mm

$$\begin{aligned}
A_{sst} &= 0,0018 \times b \times h \\
&= 0,0018 \times 1000 \times 2000 \\
&= 3600 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

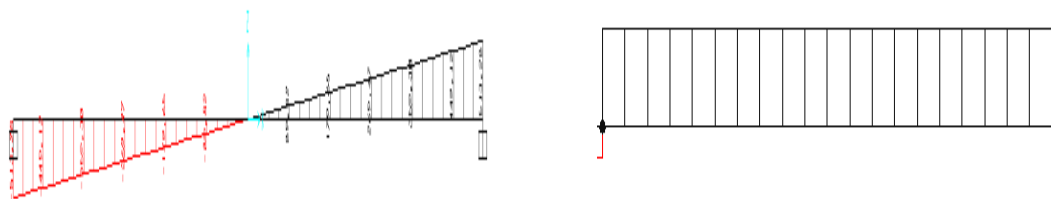
$$\begin{aligned}
\text{Jumlah tulangan susut} &= \frac{A_{sst}}{A_s} \\
&= \frac{3600}{314,16} = 11,46 \longrightarrow 12 \text{ buah}
\end{aligned}$$

Tulangan susut harus genap, agar dipasang seimbang pada kedua sisi.

$$\begin{aligned}
A_{sst \text{ ada}} &= n \text{ pakai} \times A_s \\
&= 12 \times 314,16 \\
&= 3769,92 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

d. Desain Tulangan Geser *Cross Girder*

Gambar 5.23 di bawah ini menjelaskan gaya geser yang terjadi pada arah vertikal dan horizontal.



Gambar 5.23 SFD yang terjadi pada balok melintang (*cross girder*)

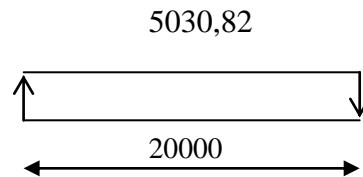
Panjang bersih balok melintang (*cross girder*) = 20000 mm = 20 m

$$MPR^- = 52875,74 \text{ kNm}$$

$$MPR^+ = 47740,58 \text{ kNm}$$

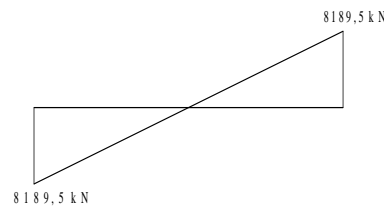
Gaya geser akibat beban gempa (Arah horizontal)

$$V_E = \frac{(Mpr^-) + (Mpr^+)}{L_{netto}} = \frac{52875,74 + 47740,58}{20} = 5030,82 \text{ kN}$$



Gaya geser akibat beban gravitasi (Arah vertikal)

Dari perhitungan SAP2000, didapat:



Menghitung gaya geser ultimate ( $V_u$ )

Berdasarkan nilai  $V_E$  dan  $V_G$  yang ada maka yang menentukan adalah  $V_G = 8189,5 \text{ kN}$  (Arah vertikal)

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

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

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

$$f_y \text{ sengkang} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Pusat berat tulangan baja tarik (ds)} = 105 \text{ mm}$$

$$d = h - ds$$

$$= 2000 - 105 = 1895 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1000 \times 1895$$

$$= 1729890 \text{ N} = 1729,89 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{0,6} - V_c$$

$$= \frac{8189,5}{0,6} - 1729,89$$

$$= 11919,276 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan D20 dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{1\phi D13} = \frac{1}{4} \times \pi \times 20^2 = 314,16 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 4 kaki

$$s = \frac{jml \text{ kaki} \times A_{1\phi D13} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{6 \times 314,16 \times 400 \times 1895}{11919,276 \times 1000}$$

$$= 71,9 \text{ mm}$$

s pakai = 70 mm

Jadi, dipakai D20 – 70 ; syarat SK SNI 03 – 2847 – 2002 :

$$S \leq h/4 = 2000/4 = 500 \text{ mm, Ok.}$$

$$S \leq 24 \cdot \text{Diameter sengkang} = 24 \cdot 20 = 480 \text{ mm, Ok.}$$

$$S \leq 300 \text{ mm, Ok.}$$

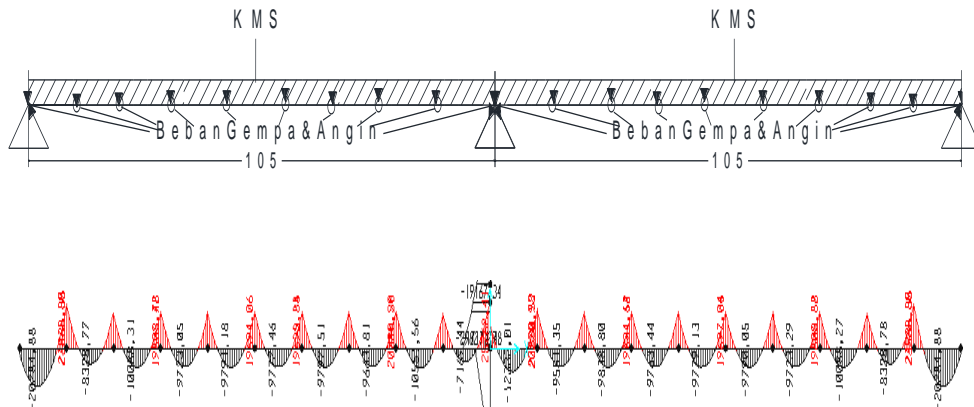
Tabel 5.18 di bawah adalah hasil rekapitulasi desain pada *cross girder*.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Tulangan pada Balok Melintang (*Cross Girder*)

Jenis Tulangan (b = 1000 mm, h = 2000 mm)												
Susut		Tumpuan				Lapangan				Sengkang		
		Tarik		Desak		Tarik		Desak				
n	D (mm)	n	D (mm)	n	D (mm)	n	D (mm)	n	D (mm)	n	D (mm)	Jarak (mm)
12	20	84	30	77	30	42	30	35	30	6	20	70

### 3. Balok Utama (*Main Girder*)

Dari hasil analisis menggunakan SAP 2000 V11 didapatkan nilai momen pada *main girder* seperti yang terlihat pada gambar 5.24 di bawah ini.



Gambar 5.24 Pembebanan dan BMD yang terjadi pada *main girder*

Momen kombinasi pada *main girder* jembatan ini diperoleh dari *output* program SAP 2000 dan dibedakan seperti yang diberikan pada tabel 5.19 di bawah ini:

Tabel 5.19 Momen Maksimum pada *Main Girder* (Kombo 4)

Bentang (m)	Momen Maksimum (kN.m)
0 – 10,5 / 199,5 – 210	23565,8
10,5 – 21 / 189 – 199,5	18991,25
21– 31,5 / 178,5 – 189	19836,6
31,5 – 42 / 168 – 178,5	19664
42 – 52,5 / 157,5 – 168	19691,1
52,5 – 63 / 147 – 157,5	19712,9
63 – 73,5 / 136,5 – 147	19519,4
73,5 – 84 / 126 – 136,5	20526,5
84– 94,5 / 115,5 – 126	16595,7
94,5 – 105 / 105 – 115,5	39277,5

Pada bentang 94,5 m – 105 m dan 105 m – 115,5 m terdapat torsi sebesar 144,25 kNm dan gaya aksial sebesar 17563,7 N sehingga balok tersebut juga berperilaku sebagai kolom.



a. Perhitungan Tul. Lentur *Main Girder* Bentang 94,5 – 105 / 105 – 115,5 m

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan beton } (f'c) &= 30 \text{ MPa} \\ \text{Kuat leleh baja } (fy) &= 400 \text{ MPa} \\ \text{Modulus elastisitas baja } (Es) &= 200000 \text{ MPa} \\ \text{Regangan batas desak beton, } (\varepsilon_{cu}) &= 0,003 \\ \text{Tebal selimut beton } (d_c) &= 40 \text{ mm} \\ \text{Diameter tulangan sengkang} &= 22 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ tul pokok } (d_b) &= 40 \text{ mm} \\ A_\phi \text{ tul pokok } (Ad) &= 1256,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik ( $d_s$ ) = 122 mm

Jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan ( $d'$ ) = 82 mm

$\beta_1 = 0,85$  karena  $f'c \leq 30 \text{ MPa}$

$$\text{Regangan leleh tulangan tarik, } \varepsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

Estimasi ukuran balok *main girder*:

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \varepsilon_{cu}}{m (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y)} \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,003}{15,6863 (0,003 + 0,002)} = 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \\ &= 0,024 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien perlawanan, } R_b &= \rho_b \cdot fy \cdot (1 - 0,5 \rho_b \cdot m) \\ &= 0,0325 \times 400 (1 - 0,5 \times 0,0325 \times 15,686) \\ &= 9,688 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 R_b \\ &= 0,75 \times 9,688 \\ &= 7,266 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$M_n = R_m \times b \times d^2$$

$$M_u/\theta = R_m \cdot b \cdot d^2 \rightarrow d = 2b$$

$$\frac{39277,5 \times 10^6}{0,8} = 7,266 \times b \times (2b)^2$$

$$49096,8 \times 10^6 = 29,066 b^3$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{49096,8 \times 10^6}{29,066}} = 1190,85 \text{ mm}$$

dipakai  $\rightarrow b = 1500 \text{ mm}$ ,  $h = 3000 \text{ mm}$

$$h = d + d_s$$

$$3000 = d + 122$$

$$d = 2878 \text{ mm}$$

Desain tulangan sebelah:

$M_u(+)$  melebihi 50%  $M_u(-)$ . Maka digunakan faktor reduksi nilai  $R_b$  sebesar 0,1.

$$R_1 = 0,1 R_b = 0,1 \times 9,688 \\ = 0,968 \text{ MPa}$$

$$M_1 = R_1 \times b \times d^2 \\ = 0,968 \times 1500 \times 2878^2 \\ = 12037587792 \text{ N.mm}$$

$$M_1 = C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ = 0,85 \times f'_c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$12037587792 = 0,85 \times 30 \times a \times 1500 \left( 2878 - \frac{a}{2} \right)$$

$$-19125a^2 + 110083500a - 12037587792 = 0$$

$$a = 111,51 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{111,51}{0,85} = 131,19 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 111,51 \times 1500 = 4265252,49 \text{ N}$$

Kebutuhan tulangan:

$$T_s = C_c$$

$$(A_s \times f_y) = C_c$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{C_c}{f_y} \\
 &= \frac{4265252,49}{400} \\
 &= 10663,13 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n_1 &= \frac{A_s}{A_d} \\
 &= \frac{10663,13}{1256,64} \\
 &= 8,5 \text{ buah} \rightarrow \text{dipakai 9 buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= n_1 \text{ pakai} \times A_d \\
 &= 9 \times 1256,64 \\
 &= 11309,76 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$T_s = C_c$$

$$(n \times A_d \times f_y) = 0,85 f'_c \times a \times b$$

$$\begin{aligned}
 a &= (9 \times 1256,64 \times 400) / (0,85 \times 30 \times 1500) \\
 &= 118,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= C_c (d - a/2) \\
 &= 0,85 \times f'_c \times a \times b (d - a/2) \\
 &= 0,85 \times 30 \times 118,3 \times 1500 (2878 - 118,3/2) \\
 &= 12752270125 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= a / \beta_1 \\
 &= 118,3 / 0,85 = 139,14 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s' &= \frac{c - d'}{c} \epsilon_{cu} \\
 &= \frac{139,14 - 82}{139,14} \times 0,003 \\
 &= 0,0012 < 0,002 \rightarrow \text{baja desak belum leleh}
 \end{aligned}$$

Desain Tulangan Rangkap:

$$\begin{aligned}
 M_2 &= M_n - M_1 \\
 &= 49096875000 - 12752270125 \\
 &= 36344604875 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$M_2 = T_{s2} (d - d')$$

$$T_{s2} = M_2 / (d - d')$$

$$= 36344604875 / (2878 - 82) = 12998785,72 \text{ N}$$

$$A_{s'} = T_{s2} / f_y$$

$$= 12998785,72 / 400$$

$$= 32496,96 \text{ mm}^2$$

$$n_2 = A_{s'} / A_d$$

$$= 32496,96 / 1256,64 = 25,8 \text{ buah} \rightarrow \text{Dipakai 26 buah}$$

$$A_{s'p} = n_2 \cdot A_d$$

$$= 26 \cdot 1256,64$$

$$= 32672,64 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 11309,76 + 32672,64 = 43982,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik (nt)} = n_1 + n_2$$

$$= 9 + 26 = 35 \text{ buah}$$

$$\text{Tulangan desak (nd)} = n_2 = 26 \text{ buah}$$

Kontrol jarak tulangan:

$$S = \frac{1500 - (2.40) - (2.22) - (17.40)}{(17 - 1)} = 43,5 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm (Aman)}$$

Kontrol momen tersedia negatif balok tumpuan *main girder* melalui persamaan gaya-gaya dalam:

$$T_s = C_s + C_c$$

$$A_{st} \times f_y = A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_{st} \times f_y) a - (A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut:

$$A = 0,85 \times f'_c \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 1500$$

$$= 38250$$

$$B = A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_{st} \times f_y$$

$$= (32496,96 \times 0,003 \times 200000) - 43982,4 \times 400$$

$$= 2010624$$

$$C = A_{s'} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d'$$

$$= 32496,96 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 82$$

$$= -1366369805$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$
$$= 164,5 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1}$$
$$= \frac{164,5}{0,85}$$
$$= 193,5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c} (\varepsilon_{cu})$$
$$= \frac{193,5 - 82}{193,5} (0,003)$$
$$= 0,0017 < \varepsilon_y = 0,002 \text{ (Tulangan baja desak belum leleh)}$$

$$f_s = \varepsilon'_s \times E_s$$
$$= 0,0017 \times 200000$$
$$= 345,8 \text{ MPa}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$M_1 = 0,85 \times f'_c \times a \times b \left( d - \frac{a}{2} \right)$$
$$= 0,85 \times 30 \times 164,5 \times 1500 \times \left( 2878 - \frac{164,5}{2} \right)$$
$$= 17595244473 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = A_s' \text{ pakai} \times f_s \times (d - d')$$
$$= 32496,96 \times 345,8 \times (2878 - 82)$$
$$= 31592975918 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M_1 + M_2$$
$$= 17595244473 + 31592975918$$
$$= 49188220390 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_n \times 0,8$$
$$= (49188220390 \times 0,8) / 10^6$$
$$= 39350,57 \text{ kN.m} > M_u \text{- terjadi} = 39277,5 \text{ kN. (Aman)}$$

Kontrol Momen Tersedia Positif Balok Tumpuan *Main Girder* Melalui  
Persamaan Gaya–Gaya dalam:

$$T_s = C_s + C$$

$$A_s' \times f_y = A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \left(1 - \beta_1 \frac{d}{a}\right) + 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$(0,85 \times f_c' \times b) a^2 + (A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s' \times f_y) a - (A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d) = 0$$

Dari persamaan tersebut dapat disederhanakan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A &= 0,85 \times f_c' \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 1500 \\ &= 38250 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s' \times f_y \\ &= (43982,4 \times 0,003 \times 200000) - (32496,96 \times 400) \\ &= 13320384 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= -(A_{s_t} \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d) \\ &= -(43982,4 \times 0,003 \times 200000 \times 0,85 \times 2878) \\ &= -2736584928 \end{aligned}$$

Dengan rumus persamaan kuadrat didapat nilai a:

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 145 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{145}{0,85}$$

$$= 170,6 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c - d_s}{c} (\epsilon_{cu})$$

$$= \frac{170,6 - 122}{170,6} (0,003)$$

$$= 0,0008 < \epsilon_y = 0,002$$

$$f_s = \epsilon'_s \times E_s$$

$$= 0,00085 \times 200000$$

$$= 171 \text{ MPa}$$

Momen nominal yang dapat dikerahkan:

$$M_1 = 0,85 \times f_c' \times a \times b \left( (h - d') - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 \times 30 \times 145 \times 1500 \times \left( (3000 - 82) - \frac{145}{2} \right)$$

$$= 15785864282 \text{ N.mm}$$

$$M2 = A_s \text{ pakai} \times f_s \times (d - d')$$

$$= 43982,4 \times 171 \times (2878 - 82)$$

$$= 21029722382 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M1 + M2$$

$$= 15785864282 + 15785864282$$

$$= 36815586664 \text{ N.mm}$$

$$M_u = M_n \times 0,8$$

$$= (36815586664 \times 10^6 \times 0,8) / 10^6$$

$$= 29452,46 \text{ kN.m} > M_u \text{- terjadi} = 19638,75 \text{ kN.m (Aman)}$$

Momen Kapasitas ( $M_{kap}$ ) Momen Negatif Balok Tumpuan *Main Girder*.

Momen kapasitas didasarkan atas tegangan tarik baja *ultimate*  $f_o = \phi_o \times f_y$ , yang mana  $\phi_o$  adalah *overstrength factor*. Untuk itu akan dihitung momen kapasitas balok seperti berikut ini.

$$\text{Luas tulangan tarik } (A_s^+) = 43982,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan desak } (A_s^-) = 32672,64 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan baja tulangan desak belum leleh, maka berdasarkan kesetimbangan gaya didapat:

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times \phi_o \times f_y = (0,85 \times f'c \times a \times b) + (A_s' \times f_y)$$

$$\phi_o = 1,4$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{(A_s \cdot \phi_o \cdot f_y) - (A_s' \cdot f_y)}{(0,85 \cdot f'c \cdot b)}$$

$$= \frac{(43982,4 \cdot 1,4 \cdot 400) - (32672,64 \cdot 400)}{(0,85 \cdot 30 \cdot 1500)}$$

$$= 302,25 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= \frac{302,25}{0,85}$$

$$= 355,6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_s' &= \frac{c-d'}{c} \varepsilon_{cu} \\ &= \frac{355,6-82}{355,6} 0,003 \\ &= 0,0022 > \varepsilon_y = 0,002 \text{ (baja desak sudah leleh)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_s &= f_y \\ &= 400 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_c &= 0,85 \times f_c' \times b \times a \\ &= 0,85 \times 30 \times 1500 \times 302,25 \\ &= 11561088 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= A_s' \times f_s \\ &= 32672,64 \times 400 \\ &= 13069056 \text{ N}\end{aligned}$$

Momen kapasitas yang dapat dikerahkan dapat diperoleh dengan mengambil momen terhadap garis kerja Ts, maka:

$$\begin{aligned}M_1 &= C_c \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 11561088 \times (2878 - 302,25 / 2) \\ &= 31525637986 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_2 &= C_s (d - d') \\ &= 13069056 \times (2878 - 82) \\ &= 36541080576 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\text{kap}} &= M_1 + M_2 \\ &= (31525637986 + 36541080576) / 10^6 \\ &= 68066,71 \text{ kN.m} > 49188,2 \text{ kN.m atau,}\end{aligned}$$

$$M_{\text{kap}} = 1,38 \text{ Mn} \longrightarrow \text{(Aman)}$$

Momen Kapasitas ( $M_{\text{kap}}$ ) Momen Positif Balok Tumpuan *Main Girder*.

Momen kapasitas momen positif dapat dihitung dengan cara yang sama dengan penempatan tulangan yang dibalik, yaitu:

$$\text{Luas tulangan tarik } (A_s^-) = 43982,4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan desak } (A_s^+) = 32672,64 \text{ mm}^2$$

Hal ini terjadi karena tulangan bawah berganti posisinya menjadi tulangan tarik dan tulangan atas menjadi tulangan desak. Pada kondisi demikian, tulangan desak umumnya belum leleh.



Karena baja tarik mencapai tegangan *ultimate* maka:

$$T_s = C_s + C_c$$

$$A_s \times \emptyset_o \times f_y = A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a}\right) + 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) a^2 + (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \emptyset_o \times f_y) a - (A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = 0$$

$$\emptyset_o = 1,4$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$(0,85 \times f'_c \times b) = 38250$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s - A_s \times \emptyset_o \times f_y) = 8092761,6$$

$$(A_s' \times \epsilon_{cu} \times E_s \times \beta_1 \times d') = -2736584928$$

Dengan persamaan kuadrat di atas dapat dicari hingga didapatkan nilai *a*, yaitu:

$$a = 181,85 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$= 181,85 / 0,85$$

$$= 213,94 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \epsilon_{cu}$$

$$= ((213,94 - 122) / 213,94) \times 0,003$$

$$= 0,0013 = \epsilon_y = 0,002 \text{ (Tulangan baja desak belum leleh)}$$

$$f_s = \epsilon'_s \times E_s$$

$$= 0,0013 \times 200000$$

$$= 257,85 \text{ MPa}$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times b \times a$$

$$= 0,85 \times 30 \times 1500 \times 181,85$$

$$= 6955781,309 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times f_s$$

$$= 43982,4 \times 257,85$$

$$= 11340897,09 \text{ N}$$

Momen kapasitas yang dapat dikerahkan dapat diperoleh dengan mengambil momen terhadap garis kerja *T<sub>s</sub>*, maka:

$$M_1 = C_c \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 6955781,309 \times (2878 - (181,85 / 2))$$

$$= 19664513734 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = C_s (d - d_s)$$

$$= 11340897,09 (2878 - 122)$$

$$= 31709148266 \text{ N.mm}$$

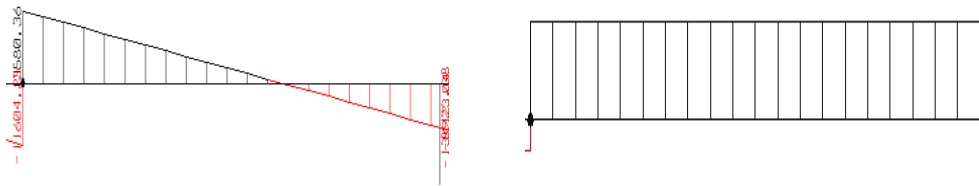
$$M_{\text{kap}} = M_1 + M_2$$

$$= (19664513734 + 31709148266) / 10^6$$

$$= 51373,662 \text{ kN.mm} > 36815,5 \text{ kN.mm} \text{ atau,}$$

$$M_{\text{kap}} = 1,395 M_n \text{ (Aman)}$$

- b. Perhitungan Tul. Geser *Main Girder* Bentang 94,5 – 105 / 105 – 115,5 m  
 Gambar 5.25 di bawah ini menjelaskan gaya geser yang terjadi pada arah vertikal dan horizontal.



Gambar 5.25 SFD yang Terjadi pada *Main Girder*

Lebar balok melintang (*cross girder*) = 1000 mm

Panjang total *main girder* (L balok) = 10500 mm

$$L_{\text{netto}} = L_{\text{balok}} - (2 \times \text{lebar } \textit{cross girder} \times \frac{1}{2})$$

$$L_{\text{netto}} = 10500 - (2 \times \frac{1}{2} \times 1000)$$

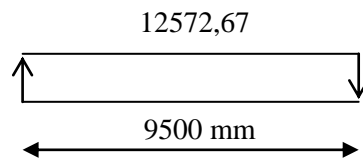
$$= 9500 \text{ mm} = 9,5 \text{ m}$$

$$MPR^- = 68066,71 \text{ kNm}$$

$$MPR^+ = 51373,66 \text{ kNm}$$

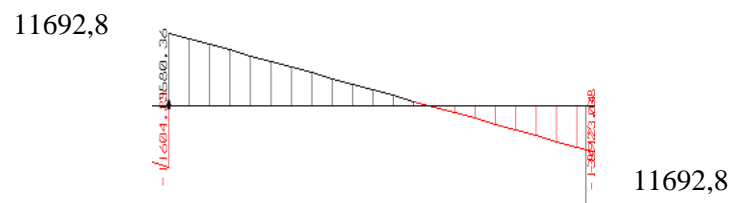
Gaya geser akibat beban gempa (Arah horizontal)

$$V_E = \frac{(Mpr^-) + (Mpr^+)}{L_{\text{netto}}} = \frac{68066,71 + 51373,66}{9,5} = 12572,67 \text{ kN}$$



Gaya geser akibat beban gravitasi (Arah vertikal)

Dari perhitungan SAP 2000, didapat:



Menghitung gaya geser ultimate ( $V_u$ )

Berdasarkan nilai  $V_E$  dan  $V_G$  yang ada maka yang menentukan adalah  $V_E = 12572,67$  kN (Arah horizontal)

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$h = 3000 \text{ mm}$$

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

$$f_y \text{ sengkang} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Pusat berat tulangan baja tarik, } d_s = 122 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s$$

$$= 3000 - 122 = 2878 \text{ mm}$$

Daerah Dalam Sendi Plastis

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1500 \times 2878$$

$$= 3940863 \text{ N} = 3940,863 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{0,6} - V_c$$

$$= \frac{12572,67}{0,6} - 17013,58$$

$$= 17013,588 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan D 22 dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{1\phi D22} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 6 kaki

$$s = \frac{jml \text{ kaki} \times A_{1\phi D22} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{8 \times 380,13 \times 400 \times 2878}{17013,588 \times 1000}$$

$$= 92,6 \text{ mm}$$

s pakai = 90 mm

Jadi, dipakai D22 – 90 ; syarat :

$$S \leq h/4 = 3000/4 = 750 \text{ mm, Ok.}$$

$$S \leq 24 \cdot \text{Diameter sengkang} = 24 \cdot 22 = 528 \text{ mm, Ok.}$$

$$S \leq 300 \text{ mm, Ok.}$$

Daerah Luar Sendi Plastis

$$Y = V_A + \left[ (V_U - V_A) \times \left( \frac{Ln - 2h}{Ln} \right) \right]$$

$$= 11692,8 + \left[ (12572,67 - 11692,8) \times \left( \frac{9500 - 6000}{9500} \right) \right]$$

$$= 12016,96 \text{ kN}$$

$$V_{s1} = \frac{Y}{0,6} - V_c = \frac{77486,45}{0,6} - 3940,86 = 16087,408 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan D22 dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{1\phi D10} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 6 kaki

$$s = \frac{jml \text{ kaki} \times A_{1\phi D22} \times f_y \times d}{V_{s1}} = \frac{8 \times 380,13 \times 400 \times 2878}{16087,408 \times 1000}$$

$$= 97,9 \text{ mm}$$

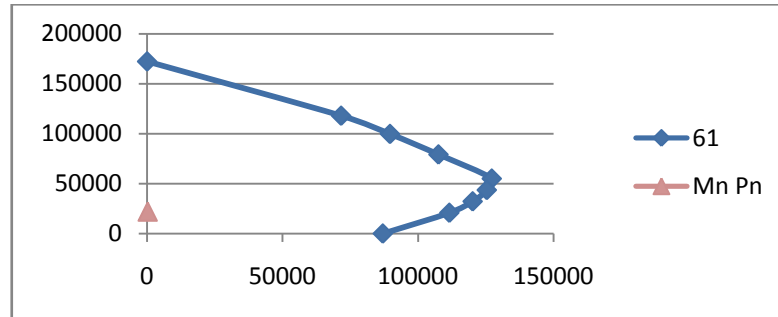
s pakai = 90 mm

Jadi, dipakai D22 – 90 ; syarat :

$$S \leq d / 2 = 2878 / 2 = 1439 \text{ mm, Ok.}$$

- c. Kontrol balok berperilaku kolom pada bentang 94,5 m – 105 m dan 105 m – 115,5 m. Didapatkan nilai  $P_n = 17563,7 / 0,8 = 21954,6 \text{ kN}$  dan nilai  $M_n = 144,25 / 0,8 = 180,3 \text{ kNm}$  sehingga harus diperiksa dengan analisis diagram  $M_n P_n$ . Dimensi

balok adalah 1500 mm x 3000 mm dan jumlah tulangan 61 buah. Grafik MnPn ditunjukkan pada gambar 5.26 di bawah ini.



Gambar 5.26 Grafik MnPn Balok Kolom

Dari gambar di atas dapat disimpulkan bahwa balok tersebut aman terhadap gaya desak dan torsi yang ada.

Perhitungan untuk bentang-bentang selanjutnya dapat dilakukan dengan cara yang sama seperti di atas, tabel 5.20 di bawah ini merupakan hasil rekapitulasi desain pada *main girder*.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Tulangan pada Balok *Main Girder*

Bentang Balok (m)	Ukuran		Jenis Tulangan					
	b	h	Susut		Tarik		Desak	
	(mm)	(mm)						
			jml	D (mm)	jml	D (mm)	jml	D (mm)
0–10,5/199,5–210	1500	3000	22	22	21	40	12	40
10,5–21/189–199,5	1500	3000	22	22	18	40	9	40
21–31,5/178,5–189	1500	3000	22	22	18	40	9	40
31,5–42/168–178,5	1500	3000	22	22	18	40	9	40
42–52,5/157,5–168	1500	3000	22	22	18	40	9	40
52,5–63/147–157,5	1500	3000	22	22	18	40	9	40
63–73,5/136,5–147	1500	3000	22	22	18	40	9	40

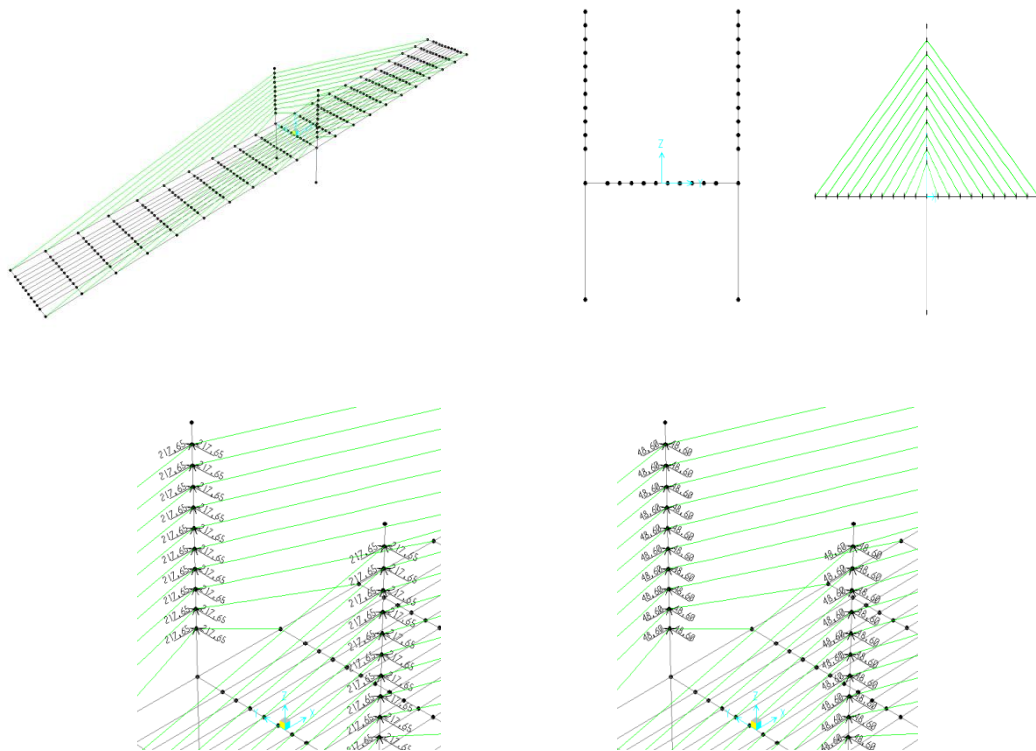
Lanjutan Tabel 5.20 Rekapitulasi Tulangan pada Balok *Main Girder*

73,5–84/126–136,5	1500	3000	22	22	19	40	10	40
84–94,5/115,5–126	1500	3000	22	22	18	40	9	40
94,5–105/105–115,5	1500	3000	22	22	35	40	26	40

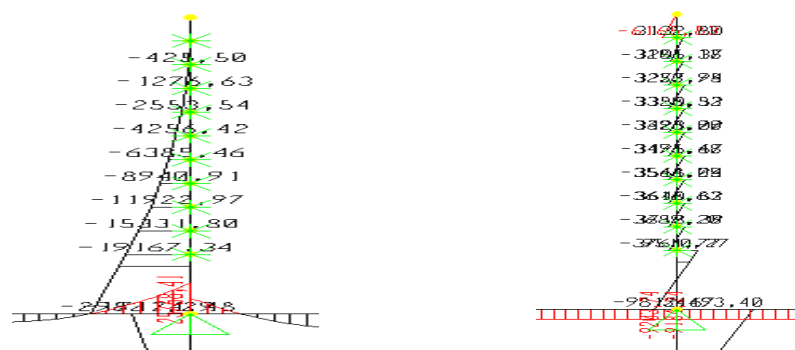
Bentang Balok (m)	Ukuran		Jenis Tulangan					
	b	b	Senggang					
	(mm)	(mm)	Sendi Plastis			Luar Sendi Plastis		
			Jml kaki	D (mm)	Jarak (mm)	Jml kaki	D (mm)	Jarak (mm)
0–10,5/199,5–210	1500	3000	6	22	70	6	22	110
10,5–21/189–199,5	1500	3000	6	22	100	6	22	140
21–31,5/178,5–189	1500	3000	6	22	90	6	22	130
31,5–42/168–178,5	1500	3000	6	22	90	6	22	130
42–52,5/157,5–168	1500	3000	6	22	90	6	22	130
52,5–63/147–157,5	1500	3000	6	22	90	6	22	130
63–73,5/136,5–147	1500	3000	6	22	90	6	22	130
73,5–84/126–136,5	1500	3000	6	22	90	6	22	120
84–94,5/115,5–126	1500	3000	6	22	90	6	22	130
94,5–105/105–115,5	1500	3000	6	22	90	6	22	90

### 5.1.6 Perencanaan *Pylon* Jembatan

Perencanaan *pylon* jembatan dilakukan dengan menggunakan diagram interaksi  $M_n$  dan  $P_n$  dan direncanakan dengan dua arah yaitu arah memanjang jembatan (arah Y) dan arah melintang jembatan (arah X) seperti yang tertera pada gambar 5.27 dan 5.28 di bawah ini.



Gambar 5.27 Tampak 3 dimensi, 2 dimensi jembatan, dan pembebanan angin serta gempa pada *pylon*



Gambar 5.28 Momen dan Gaya Aksial pada *pylon* jembatan

a. Perencanaan *Pylon* Arah Memanjang Jembatan (Arah Y)

Momen dan gaya aksial kombinasi pada *pylon* jembatan ini diperoleh dari *output* program SAP 2000 dan dibedakan seperti yang diberikan pada tabel 5.21 di bawah ini:

Tabel 5.21 Momen dan Gaya Aksial *Combo* Maksimum pada *Pylon* Y

No	<i>Pylon</i> (m)	Mu (kN.m)	Pu (kN)	Mn (kN.m)	Pn (kN)	Gaya Geser Vu (kN)	Gaya Geser Akibat Gempa $V_E$ (kN)
1	25	5,82-11	0	9,7-11	0	5,82-11	5,82-11
2	22,5	106,37	1554,3	177,3	2590,5	212,75	212,75
3	20	851,1	24,2	1418,5	40,33	425,6	425,6
4	17,5	2234,3	1675,3	3723,8	2792,2	638,5	638,5
5	15	4256,4	3398,9	7094	5664,8	851,4	851,4
6	12,5	7024,3	1735,7	11707,2	2892,8	1277,7	1277,7
7	10	10431,9	24,2	17386,5	40,33	1491,1	1491,1
8	7,5	14479,6	1856,7	24132,7	3094,5	1704,4	1704,4
9	5	19167,3	3761,8	31945,5	6269,7	1917,8	1917,8
10	2,5	24494,3	105,8	40823,8	176,3	2130,9	2130,9
11	0	29821,3	9812,7	49702,2	16354,5	2130,9	2130,9

1) Perencanaan tulangan lentur *pylon* jembatan bentang 0 m

$$P_n (P_u/\phi) = 16354,5 \text{ kN}$$

$$M_n (M_u/\phi) = 49702,2 \text{ kN.m}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi teg beton } \beta_1 = 0,85 \text{ karena } f'_c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\Phi) = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,6$$

$$\text{Regangan batas desak beton, } (\epsilon_{cu}) = 0,003$$

$$\text{Tebal selimut beton } (d_c) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 16 \text{ mm}$$



$\phi$ tul pokok ( $d_b$ )	= 32 mm
$A_\phi$ tul pokok ( $Ad$ )	= 804,249 mm <sup>2</sup>
Lebar kolom <i>pylon</i> luar, $b_1$	= 4000 mm
Tebal kolom <i>pylon</i> luar, $h_1$	= 3000 mm
Lebar kolom <i>pylon</i> dalam, $b_2$	= 2000 mm
Tebal kolom <i>pylon</i> dalam, $h_2$	= 1500 mm
Tinggi kolom <i>pylon</i> , $H$	= 25000 mm
Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik ( $d'$ )	= 72 mm
Tinggi efektif beton ( $d = h - d'$ )	= 2928 mm

– Diagram Mn-Pn

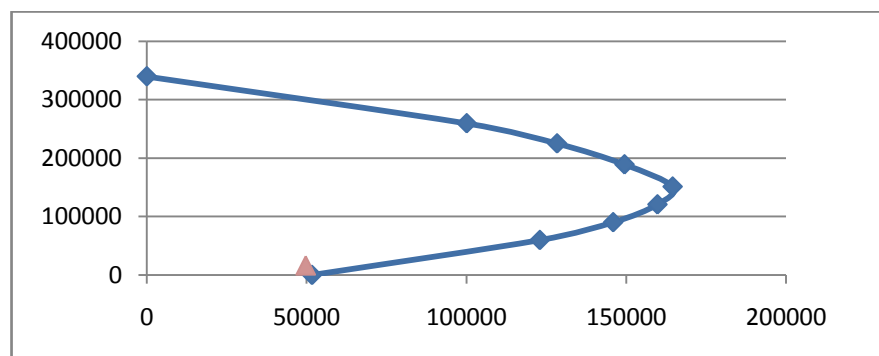
$$\begin{aligned}
 \text{Luas kolom } pylon (A_g) &= (B_1 \cdot H_1) - (B_2 \cdot H_2) \\
 &= (4000 \cdot 3000) - (2000 \cdot 1500) \\
 &= 9000000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan terhadap luas beton untuk arah Y ( $A_{st}$ ) = 1 %  $A_g$

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= 1 \% \times 9000000 \\
 &= 90000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_s = A_s' = \frac{A_{st}}{2} = \frac{90000}{2} = 45000 \text{ mm}^2$$

Kemudian nilai-nilai tersebut dianalisa pada berbagai kondisi dan diplot ke dalam grafik Mn – Pn sehingga diperoleh bentuk grafik seperti gambar 5.29 di bawah ini:



Gambar 5.29 Grafik Hubungan Mn – Pn pada *pylon* arah Y

Dari grafik di atas dapat dihasilkan rasio luas tulangan terhadap luas beton ( $A_{st}$ ) = 1 %  $A_g$ .

Diameter tulangan pokok yang digunakan 32 mm.

$$A_{\phi} \text{ tul pokok } (Ad) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang digunakan, n:

$$n = \frac{A_s}{A_{\phi}} = \frac{45000}{804,248} = 56 \text{ buah.}$$

Cek jumlah tulangan maksimum dalam satu lapis, coba satu lapis 56 buah:

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - 2(pb + \emptyset \text{senggang}) - n \cdot \emptyset \text{pokok}}{n - 1} \\ &= \frac{4000 - 2(40 + 16) - 56 \cdot 32}{56 - 1} \\ &= 38,1 \geq 32 \text{ mm (Ok)} \end{aligned}$$

Maka tulangan cukup dipasang 1 lapis sehingga jumlah tulangan yang diperlukan untuk tiap sisi adalah 56 D32.

## 2) Perencanaan tulangan geser *pylon* jembatan

Perhitungan tulangan geser *pylon* didasarkan atas gaya geser *ultimate* ( $V_u$ ) pada tabel 5.21 di atas.

$$V_u = 2130,9 \text{ kN}$$

$$V_E = 2130,9 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_U = 1065,45 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times (4000 - 2000) \times (2928 - 1500) \\ &= 2607159 \text{ N} = 2607,159 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{0,6} - V_c \\ &= \frac{2130,9}{0,6} - 2607,159 \\ &= 944,34 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D16 dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{1\emptyset D16} = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201,0624 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2 kaki

$$s = \frac{jml \ kaki \times A_{1\phi D16} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2 \times 201,0624 \times 400 \times 2928}{944,34 \times 1000}$$

$$= 498,727 \text{ mm}$$

s pakai = 300 mm (jarak maksimum)

Jadi, dipakai D16 – 300

b. Perencanaan *Pylon* Arah Melintang Jembatan (Arah X)

Momen dan gaya aksial kombinasi pada *pylon* jembatan ini diperoleh dari *output* program SAP 2000 dan dibedakan seperti yang diberikan pada tabel 5.22 di bawah ini:

Tabel 5.22 Momen dan Gaya Aksial *Combo* Maksimum pada *Pylon X*

No	Pylon (m)	Mu (kN.m)	Pu (kN)	Mn (kN.m)	Pn (kN)	Gaya Geser Vu (kN)	Gaya Geser Akibat Gempa V <sub>E</sub> (kN)
1	25	1,16E-10	0	1,94-10	0	0	0
2	22,5	106,1	1554,3	176,8	2590,5	212,1	212,1
3	20	848,5	24,2	1414,2	40,33	424,3	424,3
4	17,5	2227,5	1675,3	3712,5	2792,2	636,5	636,5
5	15	4243,3	3398,9	7072,1	5664,8	848,8	848,8
6	12,5	7002,5	1735,7	11670,8	2892,8	1273,6	1273,6
7	10	10399,2	24,2	17332	40,33	1486,2	1486,2
8	7,5	14433,4	1856,7	24055,7	3094,5	1698,7	1698,7
9	5	19104,86	3761,8	31841,4	6269,7	1911,1	1911,1
10	2,5	27441,3	105,8	45735,5	176,3	4142,4	4142,4
11	0	37797,4	9812,7	62995,7	16354,5	4142,4	4142,4

1) Perencanaan tulangan lentur *pylon* jembatan bentang 0 m

$$P_n (P_u/\phi) = 16354,5 \text{ kN}$$

$$M_n (M_u/\phi) = 62995,7 \text{ kN.m}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ MPa}$$

Faktor bentuk distribusi teg beton  $\beta_1 = 0,85$  karena  $f^c \leq 30$  MPa  
 Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\Phi$ ) = 0,8  
 Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ ) = 0,6  
 Regangan batas desak beton, ( $\epsilon_{cu}$ ) = 0,003  
 Tebal selimut beton ( $d_c$ ) = 40 mm  
 Diameter tulangan sengkang = 16 mm  
 $\emptyset$  tul pokok ( $d_b$ ) = 32 mm  
 $A_\Phi$  tul pokok ( $Ad$ ) = 804,249 mm<sup>2</sup>  
 Jarak antar tulangan vertikal = 25 mm  
 Lebar kolom *pylon* luar,  $b_1$  = 3000 mm  
 Tebal kolom *pylon* luar,  $h_1$  = 4000 mm  
 Lebar kolom *pylon* dalam,  $b_2$  = 1500 mm  
 Tebal kolom *pylon* dalam,  $h_2$  = 2000 mm  
 Tinggi kolom *pylon*,  $H$  = 25000 mm  
 Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik ( $d'$ ) = 72 mm  
 Tinggi efektif beton ( $d = h - d'$ ) = 3928 mm

– Diagram Mn-Pn

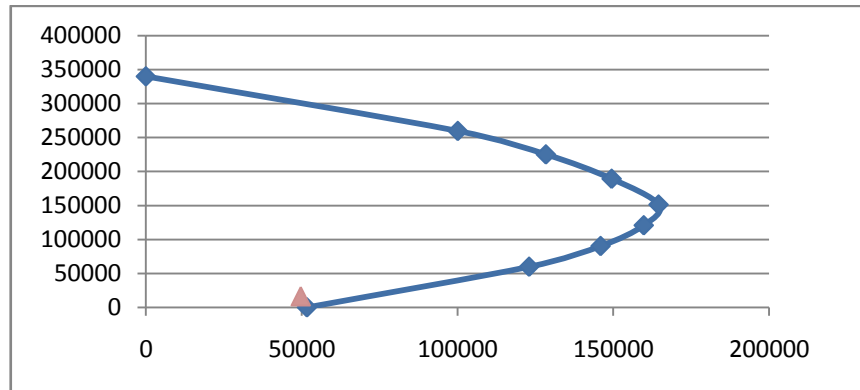
$$\begin{aligned} \text{Luas kolom } pylon (A_g) &= (B_1 \cdot H_1) - (B_2 \cdot H_2) \\ &= (3000 \cdot 4000) - (1500 \cdot 2000) \\ &= 9000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan terhadap luas beton untuk arah X ( $A_{st}$ ) = 1 %  $A_g$

$$\begin{aligned} A_{st} &= 1 \% \times 9000000 \\ &= 90000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = A_{s'} = \frac{A_{st}}{2} = \frac{90000}{2} = 45000 \text{ mm}^2$$

Kemudian nilai-nilai tersebut dianalisa pada berbagai kondisi dan diplot ke dalam grafik Mn – Pn sehingga diperoleh bentuk grafik seperti gambar 5.30 di bawah ini:



Gambar 5.30 Grafik Hubungan Mn – Pn pada *pylon* arah X

Dari grafik di atas dapat dihasilkan rasio luas tulangan terhadap luas beton  
 $(A_{st}) = 1 \% A_g$ .

Diameter tulangan pokok yang digunakan 32 mm.

$$A_{\Phi} \text{ tul pokok } (A_d) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang digunakan, n:

$$n = \frac{A_s}{A_{\Phi}} = \frac{45000}{804,248} = 56 \text{ buah.}$$

Cek jumlah tulangan maksimum dalam satu lapis, coba satu lapis 45 buah:

$$s = \frac{b - 2(pb + \text{Øsengkang}) - n \cdot \text{Øpokok}}{n - 1}$$

$$= \frac{3000 - 2(40 + 16) - 45 \cdot 32}{45 - 1}$$

$$= 32,9 \geq 32 \text{ mm (Ok)}$$

Maka tulangan harus dipasang 2 lapis sehingga jumlah tulangan yang diperlukan untuk tiap sisi adalah 56 D32.

## 2) Perencanaan tulangan geser *pylon* jembatan

Perhitungan tulangan geser *pylon* didasarkan atas gaya geser *ultimate* ( $V_u$ ) pada tabel 5.22 di atas.

$$V_u = 4142,4 \text{ kN}$$

$$V_E = 4142,4 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_U = 2071,2 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times (4000 - 2000) \times (2928 - 1500)$$

$$= 2640022 \text{ N} = 2640,022 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{V_u}{0,6} - V_c$$

$$= \frac{4142,4}{0,6} - 2640,022$$

$$= 4263,97 \text{ kN}$$

Dipakai tulangan D16 dengan  $f_y = 400 \text{ MPa}$

$$A_{1\phi D16} = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201,0624 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2 kaki

$$s = \frac{jml \text{ kaki} \times A_{1\phi D16} \times f_y \times d}{V_s} = \frac{2 \times 201,0624 \times 400 \times 3928}{4263,97 \times 1000}$$

$$= 148,175 \text{ mm}$$

S pakai = 140 mm

Jadi, dipakai D16 – 140.

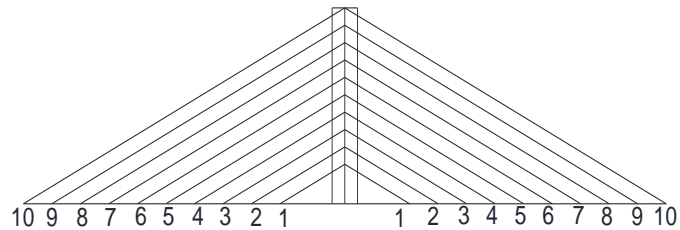
Perhitungan selanjutnya dapat dilakukan dengan cara yang sama seperti di atas, tabel 5.23 di bawah ini merupakan hasil rekapitulasi desain pada *pylon*.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Tulangan pada *Pylon* Jembatan

No	<i>Pylon</i> (m)	Tulangan Pokok (mm)	Tulangan Sengkang (mm)
1	0	56 D32	D16 – 140
2	2,5	56 D32	D16 – 140
3	5	56 D32	D16 – 140
4	7,5	56 D32	D16 – 140
5	10	56 D32	D16 – 140
6	12,5	56 D32	D16 – 140
7	15	56 D32	D16 – 140
8	17,5	56 D32	D16 – 140
9	20	56 D32	D16 – 140
10	22,5	56 D32	D16 – 140
11	25	56 D32	D16 – 140

### 5.1.7 Perencanaan Kabel

Kebutuhan jumlah kabel pada masing-masing titik konfigurasi berbeda jumlahnya antara yang satu dengan yang lainnya. Hal ini sengaja direncanakan demikian dengan maksud untuk menghemat jumlah kabel yang digunakan karena hasil analisis struktur menunjukkan bahwa gaya tarik yang bekerja berbeda antara kabel yang satu dengan kabel yang lainnya.



Gambar 5.31 Penomoran Kabel

#### a. Hasil Analisis Struktur pada Kabel

Analisis struktur pada kabel didapatkan dari *output* program SAP 2000 yang sebelumnya telah dilakukan kombinasi pembebanan. Hasilnya dapat disajikan pada tabel 5.24 di bawah ini.

Tabel 5.24 Hasil Analisis pada Struktur Kabel

No Kabel	Panjang (m)	Gaya Tarik (kN)				
		Combo 1	Combo 2	Combo 3	Combo 4	
10	a	107,5	4680,6	4680,6	4680,6	4683,1
	b	107,5	4680,6	4680,6	4680,6	4683,1
9	a	96,8	4363,1	4363,1	4363,1	4365,5
	b	96,8	4363,1	4363,1	4363,1	4365,5
8	a	86,1	4033,4	4033,4	4033,4	4035,9
	b	86,1	4033,4	4033,4	4033,4	4035,9
7	a	75,4	3689,8	3689,8	3689,8	3692,2
	b	75,4	3689,8	3689,8	3689,8	3692,2
6	a	64,8	2308,5	2308,5	2308,5	2310,8
	b	64,8	2308,5	2308,5	2308,5	2310,8
5	a	54,1	2044,2	2044,2	2044,2	2046,5
	b	54,1	2044,2	2044,2	2044,2	2046,5
4	a	43,4	1761,5	1761,5	1761,5	1763,8
	b	43,4	1761,5	1761,5	1761,5	1763,8
3	a	32,8	1453,9	1453,9	1453,9	1456,2
	b	32,8	1453,9	1453,9	1453,9	1456,2

Lanjutan Tabel 5.24 Hasil Analisis pada Struktur Kabel

2	a	22,2	769,2	769,2	769,2	771,5
	b	22,2	769,2	769,2	769,2	771,5
1	a	11,7	484,5	484,5	484,5	487
	b	11,7	484,5	484,5	484,5	487

b. *Properties* Kabel

Dalam perencanaan analisis kebutuhan kabel jembatan ini perlu diketahui juga ketentuan-ketentuan jenis kabel yang dipakai. Kabel yang akan dipakai jenis kabel *strand* 7 kawat (*Single cable 7 – wire strand*).

Diameter satu *strand* = 0,6 inchi = 15,24 mm

Luas satu *strand*,  $A_s$  = 0,283 inchi<sup>2</sup> = 182,415 mm<sup>2</sup>

Tegangan *ultimate*,  $f_{pu}$  = 1860 MPa

$f_{ps} = 0,74 \cdot f_{pu}$  = 0,74 . 1860 = 1376,4 MPa

Luas *strand* perlu,  $A_{ps}$  =  $\frac{P_o}{f_{ps}}$  , dengan  $P_o$  = gaya tarik kabel

Diameter tendon perlu =  $\sqrt{\frac{n \text{ strand} \times A_s}{1/4 \times \pi}}$

c. Kebutuhan Kabel

Kebutuhan jumlah *strand* kabel yang digunakan secara lengkap dapat disajikan dalam tabel 5.25 di bawah ini.

Tabel 5.25 Perhitungan Kebutuhan Kabel

No kabel	Kombinasi	Panjang (m)	Gaya Tarik (kN)	$A_{ps}$ (mm <sup>2</sup> )	Jumlah <i>strand</i> ( $A_{ps} / A_s$ )	Jumlah <i>strand</i> perlu (n)	Diameter Tendon perlu (mm)
10	<i>Combo</i> 1	107,5	4680,6	3400,6	18,6	19	67
	<i>Combo</i> 2	107,5	4680,6	3400,6	18,6		
	<i>Combo</i> 3	107,5	4680,6	3400,6	18,6		
	<i>Combo</i> 4	107,5	4869,4	3402,5	18,7		
9	<i>Combo</i> 1	96,8	4363,1	3169,9	17,4	18	65
	<i>Combo</i> 2	96,8	4363,1	3169,9	17,4		
	<i>Combo</i> 3	96,8	4363,1	3169,9	17,4		
	<i>Combo</i> 4	96,8	4204,2	3171,7	17,4		
8	<i>Combo</i> 1	86,1	4033,4	2930,4	16,1	17	63
	<i>Combo</i> 2	86,1	4033,4	2930,4	16,1		



Lanjutan Tabel 5.25 Perhitungan Kebutuhan Kabel

	<i>Combo 3</i>	86,1	4033,4	2930,4	16,1		
	<i>Combo 4</i>	86,1	4035,9	2932,2	16,1		
7	<i>Combo 1</i>	75,4	3689,8	2680,8	14,7	15	60
	<i>Combo 2</i>	75,4	3689,8	2680,8	14,7		
	<i>Combo 3</i>	75,4	3689,8	2680,8	14,7		
	<i>Combo 4</i>	75,4	3692,2	2682,5	14,7		
6	<i>Combo 1</i>	64,8	2308,5	1677,2	9,2	10	49
	<i>Combo 2</i>	64,8	2308,5	1677,2	9,2		
	<i>Combo 3</i>	64,8	2308,5	1677,2	9,2		
	<i>Combo 4</i>	64,8	2528,8	1678,9	9,2		
5	<i>Combo 1</i>	54,1	2044,2	1485,2	8,1	9	46
	<i>Combo 2</i>	54,1	2044,2	1485,2	8,1		
	<i>Combo 3</i>	54,1	2044,2	1485,2	8,1		
	<i>Combo 4</i>	54,1	2046,5	1486,8	8,2		
4	<i>Combo 1</i>	43,4	1761,5	1279,8	7,025	8	44
	<i>Combo 2</i>	43,4	1761,5	1279,8	7,025		
	<i>Combo 3</i>	43,4	1761,5	1279,8	7,025		
	<i>Combo 4</i>	43,4	1916,7	1281,5	7,025		
3	<i>Combo 1</i>	32,8	1453,9	1056,3	5,8	6	38
	<i>Combo 2</i>	32,8	1453,9	1056,3	5,8		
	<i>Combo 3</i>	32,8	1453,9	1056,3	5,8		
	<i>Combo 4</i>	32,8	1231,3	1058	5,8		
2	<i>Combo 1</i>	22,2	769,2	558,8	3,1	4	31
	<i>Combo 2</i>	22,2	769,2	558,8	3,1		
	<i>Combo 3</i>	22,2	769,2	558,8	3,1		
	<i>Combo 4</i>	22,2	733,9	560,5	3,1		
1	<i>Combo 1</i>	11,7	484,5	352	1,9	2	22
	<i>Combo 2</i>	11,7	484,5	352	1,9		
	<i>Combo 3</i>	11,7	484,5	352	1,9		
	<i>Combo 4</i>	11,7	448,8	353,8	1,9		

Untuk memudahkan pelaksanaan, jumlah *strand* yang akan dipakai untuk semua kabel adalah 19 buah dan diameter tendon 101 mm (sesuai ketersediaan dari pabrikasi).

d. Perencanaan *End Block*

Pada perencanaan *end block* digunakan *stressing anchorage* VSL type EC dengan ukuran *bearing plate* 900 x 900 mm dan diameter lubang *duct* 300 mm.

$P_i$  = Gaya tarik pada kabel = 4683,1 kN

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \text{Luas bearing plate} \\
 &= (900 \cdot 900) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 300^2 \\
 &= 739314,165 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_2 &= \text{Luas penampang beton} \\
 &= (3000 \cdot 4000) - (1500 \cdot 2000) \\
 &= 9 \cdot 10^6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan tumpu yang terjadi,  $\sigma$ :

$$\sigma = \frac{1,15 \cdot P_i}{A_1} = \frac{1,15 \cdot 4683,1}{739314,165} = 7,28 \text{ MPa}$$

Kekuatan tumpu beton,  $F_b$ :

$$\begin{aligned}
 F_b &= \Phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\
 &= 0,6 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot \sqrt{\frac{9 \cdot 10^6}{739314,165}} = 53,4 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$F_b > \sigma$ , maka dapat dipakai untuk penjangkaran.

Luas tulangan yang dibutuhkan,  $A_s$ :

$$A_s = \frac{P_i}{\Phi F_y} = \frac{4683,1}{0,6 \cdot 400} = 19529,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan diameter 32 mm dengan luas,  $A_d = 804,248 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan,  $n$ :

$$n = \frac{A_s}{A_d} = \frac{19529,2}{804,248} = 24,3 \text{ buah} = 25 \text{ buah}$$

Karena ada 2 *bearing plate* pada *pylon*, maka perlu dicek jarak minimum yang harus terpenuhi.

$$\begin{aligned}
 s &= H - 2d' - 2b \text{ bearing plate} \geq 2b \text{ bearing plate} \\
 &= 4000 - (2 \cdot 72) - (2 \cdot 900) = 2056 \text{ mm} \geq 1800 \text{ mm (Aman)}
 \end{aligned}$$

Kontrol torsi dan geser pada *bearing plate*:

$$V_T + V_U \leq \Phi V_C$$

$$V_T = 4683,1 \text{ kN}$$

$$V_U = 4142,2 \text{ Kn}$$

$$\Phi V_C = 0,6 \cdot \sqrt{f_c} / 6 \cdot b \cdot d$$

$$= 0,6 \cdot \sqrt{30} / 6 \cdot 3000 \cdot 3928 = 6454362,6 \text{ Kn}$$

$$4683,1 + 4142,2 \leq 6454362,6 \text{ (Aman)}$$

## 5.2 PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN

Perencanaan struktur bawah jembatan terdiri dari perencanaan *abutment*, fondasi *bore pile* pada *abutment*, *pile cap* jembatan, dan fondasi *bore pile* jembatan.

### 5.2.1 Perencanaan *Abutment* Jembatan

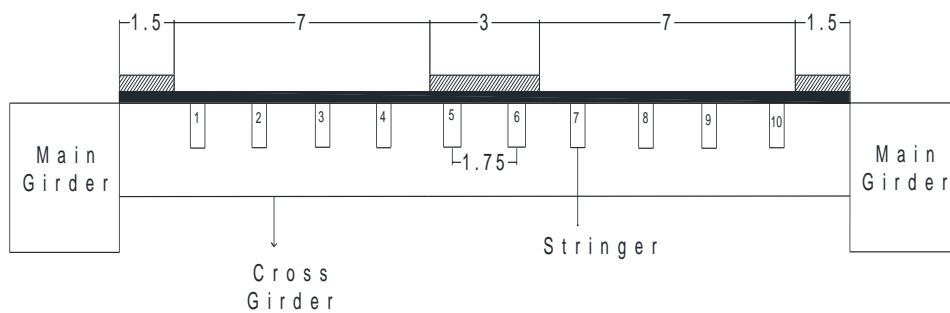
#### a. Ketentuan Umum

Ketentuan-ketentuan umum perencanaan *abutment* jembatan terdiri dari:

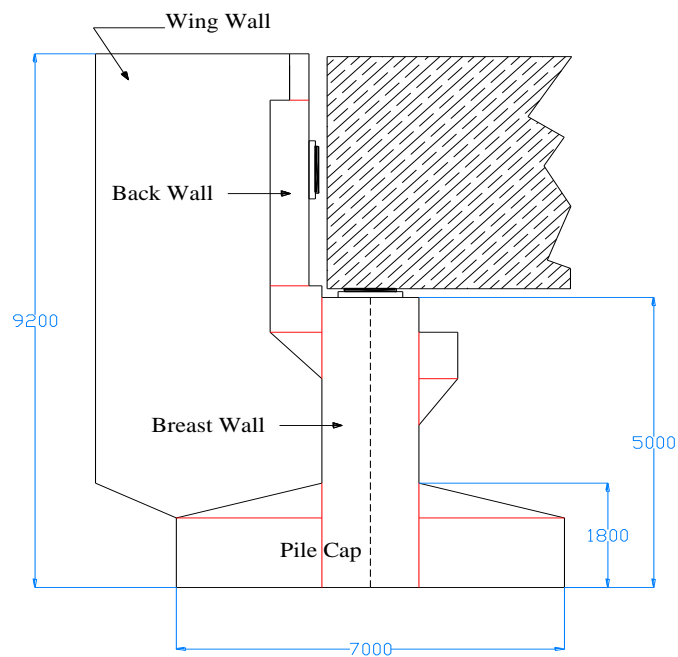
- 1) Data struktur atas jembatan (Gambar 5.32):
  - Panjang bentang jembatan (L) : 210 m
  - Tebal *slab* lantai jembatan (ts) : 0,2 m
  - Tebal lapisan aspal + *overlay* (ta) : 0,1 m
  - Tebal genangan air hujan (th) : 0,05 m
  - Lebar jalur lalu lintas : 7 m
  - Lebar trotoar (lt) : 1,5 m
  - Tebal trotoar (tt) : 0,3 m
  - Lebar median : 3 m
  - Lebar total jembatan (b) : 20 m
- 2) Bagian-bagian *abutment* jembatan (Gambar 5.33):
  - *Breast wall*
  - *Back wall*
  - *Wing wall*
  - *Pile cap*
- 3) Data teknis *abutment*:
  - Lebar *pile cap*;  $B_x = 7$  m
  - Panjang *pile cap*;  $B_y = 20$  m
  - Tebal *pile cap*;  $h = 1,8$  m
  - Tinggi *abutment* keseluruhan;  $H_{tot} = 9,2$  m
  - Tinggi efektif *abutment*;  $h_{fb} = 5$  m

Ketentuan lain dapat disajikan pada gambar 5.34 dan 5.35 di bawah.
- 4) Mutu bahan dan material
  - Berat beton,  $W = 25,5$  kN/m<sup>3</sup>

- Mutu beton,  $f'c = 30 \text{ MPa}$
- Mutu baja,  $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Berat volume pada tanah timbunan;  $W_s = 20 \text{ kN/m}^3$
- Sudut gesek pada tanah timbunan;  $\Phi = 30^\circ$
- Kohesi pada tanah timbunan;  $C = 0,06 \text{ kPa}$
- Berat volume pada tanah di dasar *pile cap*;  $W_s = 20 \text{ kN/ m}^3$
- Sudut gesek pada tanah di dasar *pile cap*;  $\Phi = 30^\circ$
- Kohesi pada tanah di dasar *pile cap*;  $C = 0,06 \text{ kPa}$



Gambar 5.32 Penampang melintang jembatan



Gambar 5.33 Penampang Abutment Jembatan

b. Pembebanan *Abutment* Jembatan

Desain struktur *abutment* dipengaruhi oleh reaksi-reaksi yang terjadi pada struktur atas jembatan, kemudian aksi-aksi tekanan tanah sebagai pengaruh beban arah horizontal *abutment*. Adapun reaksi-reaksi pembebanan pada jembatan disajikan pada tabel-tabel di bawah ini, kemudian hasil reaksi dari struktur atas tersebut dikalikan dengan faktor beban *ultimate* untuk menghasilkan pengaruh beban terfaktor sesuai dengan kombinasi pembebanan pada BMS '92.

Pada perencanaan *abutment* di bawah ini dilakukan pengelompokan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi struktur dari *abutment*.

1) Berat Sendiri (MS)

a) Berat sendiri struktur atas

Beban dari struktur atas jembatan meliputi *slab*, trotoar, balok *stringer*, balok *cross girder*, dan balok *main girder*. Perhitungan berat sendiri struktur atas disajikan pada tabel 5.26 di bawah ini.

Tabel 5.26 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas

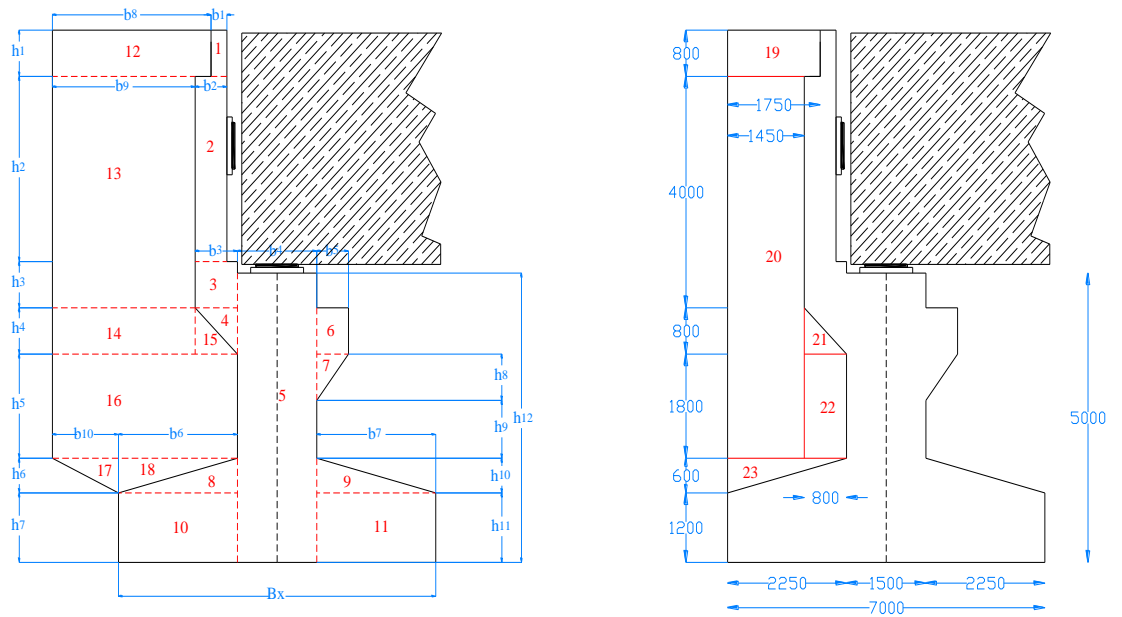
No	Beban	Parameter Volume				BJ (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n		
1	<i>Slab</i>	20	0,2	210	1	25,5	21420
2	Trotoar	1,5	0,3	210	2	25,5	4819,5
3	Median	3	0,3	210	1	25	4725
4	Balok <i>stinger</i>	0,5	1	210	10	25,5	26775
5	Balok <i>cross girder</i>	1	2	20	21	25,5	21420
6	Balok <i>main girder</i>	1,5	3	210	2	25,5	48195
7	Sandaran			210	2	3,099	1031,6
$P_{MS}$							128656

Beban pada *abutment* akibat beban sendiri

$$P_{MS} \text{ struktur atas} = \frac{1}{2} \cdot P_{MS} = \frac{1}{2} \cdot 128656 = 64328 \text{ kN}$$

b) Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah besarnya dan keterangan bagian-bagian *abutment* dapat disajikan pada gambar 5.34 dan tabel 5.27 di bawah ini.



Gambar 5.34 Bagian-Bagian dari *Abutment* Jembatan

Tabel 5.27 Dimensi Detail *Abutment*

Notasi	Panjang (m)	Notasi	Panjang (m)
b1	0,3	h1	0,8
b2	0,6	h2	3,2
b3	0,8	h3	0,8
b4	1,5	h4	0,8
b5	0,6	h5	1,8
b6	2,25	h6	0,6
b7	2,25	h7	1,2
b8	3	h8	0,8
b9	2,7	h9	1
b10	1,25	h10	0,6
Bx	6	h11	1,2
		h12	5

Perhitungan berat sendiri *abutment* dilakukan dengan dua analisis, yaitu:

- Perhitungan berat sendiri *abutment* yang digunakan untuk analisis stabilitas guling dan geser
- Perhitungan berat sendiri *abutment* yang digunakan untuk analisis penulangan *abutment*

Kedua perhitungan tersebut dapat disajikan dalam bentuk tabel 5.28 dan 5.29 di bawah ini.

Tabel 5.28 Berat Sendiri *Abutment* untuk Stabilitas Guling dan Geser

No	Parameter				BJ (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)	lengan X (m)	Dir	Momen X (kN.m)	lengan Y(m)	Dir	Momen Y (kN.m)	
	b (m)	h (m)	Shape	L (m)									
<i>ABUTMENT</i>													
1	0,3	0,8	1	20	25,5	122,4	4,1	-1	-501,84	10	-1	-1224	
2	0,6	3,2	1	20	25,5	979,2	4,25	-1	-4161,6	10	-1	-9792	
3	0,8	0,8	1	20	25,5	326,4	4,15	-1	-1354,56	10	-1	-3264	
4	0,8	0,8	0,5	20	25,5	163,2	4,02	-1	-655,52	10	-1	-1632	
5	1,5	5	1	20	25,5	3825	3	-1	-11475	10	-1	-38250	
6	0,6	0,8	1	20	25,5	244,8	1,95	-1	-477,36	10	-1	-2448	
7	0,60	0,8	0,5	20	25,5	122,4	2,05	-1	-250,92	10	-1	-1224	
8	2,25	0,6	0,5	20	25,5	344,25	4,5	-1	-1549,125	10	-1	-3442,5	
9	2,25	0,6	0,5	20	25,5	344,25	1,5	-1	-516,375	10	-1	-3442,5	
10	2,25	1,2	1	20	25,5	1377	4,88	-1	-6712,875	10	-1	-13770	
11	2,25	1,2	1	20	25,5	1377	1,13	-1	-1549,125	10	-1	-13770	
<i>WING WALL</i>													
12	3	0,8	1	1	25,5	61,2	5,75	-1	-351,9	10	-1	-612	
13	2,7	4	1	1	25,5	275,4	5,9	-1	-1624,8	10	-1	-2754	
14	2,7	0,8	1	1	25,5	55,1	5,9	-1	-324,97	10	-1	-550,8	
15	0,6	0,8	0,5	1	25,5	6,12	4,28	-1	-26,2	10	-1	-61,2	
16	3,5	1,8	1	1	25,5	160,65	5,5	-1	-883,6	10	-1	-1606,5	
17	1,25	0,6	0,5	1	25,5	9,56	6,41	-1	-61,4	10	-1	-95,6	
18	2,25	0,6	0,5	1	25,5	17,22	5,25	-1	-90,4	10	-1	-172,13	
<i>TANAH</i>													
19	2,05	0,8	1	19	20	623,2	5,13	-1	-3193,9	10	-1	-6232	
20	1,45	6,6	1	19	20	3636,6	5,28	-1	-19183,1	10	-1	-36366	
21	0,8	0,8	0,5	19	20	121,6	4,28	-1	-520,9	10	-1	-1216	
22	0,8	1,8	1	19	20	547,2	4,15	-1	-2270,9	10	-1	-5472	
23	2,25	0,6	0,5	19	20	256,5	5,25	-1	-1346,6	10	-1	-2565	
						P <sub>MS</sub>	14996			M <sub>MS</sub>	-59082,9		
										M <sub>MS</sub>	-149962		

Tabel 5.29 Berat Sendiri *Abutment* Terhadap Titik Pusat *Pile Cap*

No	Parameter				BJ (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)	Lengan (m)	Dir	Momen (kN.m)	
	b (m)	h (m)	Shape	L (m)						
<i>ABUTMENT</i>										
1	0,3	0,8	1	20	25,5	122,4	1,1	-1	-134,64	
2	0,6	3,2	1	20	25,5	979,2	1,25	-1	-1224	
3	0,8	0,8	1	20	25,5	326,4	1,15	-1	-375,36	
4	0,8	0,8	0,5	20	25,5	163,2	1,02	-1	-165,9	
5	1,5	5	1	20	25,5	3825	0	0	0	
6	0,6	0,8	1	20	25,5	244,8	1,05	1	257,04	
7	0,6	0,8	0,5	20	25,5	122,4	0,95	1	116,28	
8	2,25	0,6	0,5	20	25,5	344,25	1,5	-1	-516,4	
9	2,25	0,6	0,5	20	25,5	344,25	1,5	1	516,4	
10	2,25	1,2	1	20	25,5	1377	1,88	-1	-2581,9	
11	2,25	1,2	1	20	25,5	1377	1,88	1	2581,9	
<i>WING WALL</i>										
12	3	0,8	1	1	25,5	61,2	2,75	-1	-168,3	
13	2,7	4	1	1	25,5	275,4	2,9	-1	-798,66	
14	2,7	0,8	1	1	25,5	55,1	2,9	-1	-159,73	
15	0,8	0,8	0,5	1	25,5	6,12	1,28	-1	-7,85	
16	3,5	1,8	1	1	25,5	160,65	2,5	-1	-401,63	
17	1,25	0,6	0,5	1	25,5	9,56	3,42	-1	-32,67	
18	2,25	0,6	0,5	1	25,5	17,22	2,25	-1	-38,73	
<i>TANAH</i>										
19	2,05	0,8	1	19	20	623,2	2,13	-1	-1324,3	
20	1,45	6,6	1	19	20	3636,6	2,28	-1	-8273,3	
21	0,8	0,8	0,5	19	20	121,6	1,28	-1	-156,1	
22	0,8	1,8	1	19	20	547,2	1,15	-1	-629,3	
23	2,25	0,6	0,5	19	20	256,5	2,25	-1	-577,2	
					PMS	14996,225			MMS	-14094,2

2) Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat 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 5.30 di bawah ini.

Tabel 5.30 Perhitungan Beban Mati Tambahan

No	Beban	Parameter Volume				BJ (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n		
1	Aspal	14	0,1	210	1	22	6468
2	Air hujan	20	0,05	210	1	10	2058
						P <sub>MA</sub>	8526

Beban pada *abutment* akibat beban mati tambahan

$$P_{MA \text{ struktur atas}} = \frac{1}{2} \cdot P_{MA} = \frac{1}{2} \cdot 8526 = 4263 \text{ kN}$$

### 3) Beban Mati Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif (TA)

Reaksi horizontal yang mempengaruhi terjadinya guling adalah tekanan tanah aktif. Besarnya tekanan tanah aktif yang bekerja pada *abutment* dapat diamati pada gambar 5.35 dan tabel 5.31 di bawah ini.

$$\text{Tinggi keseluruhan } abutment \text{ (H)} = 9,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar jembatan (L)} = 20 \text{ m}$$

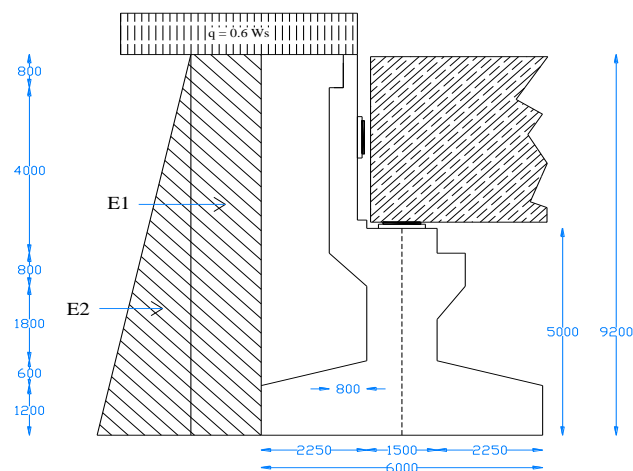
$$\text{Sudut gesek; } \Phi = 30^\circ$$

$$\text{Berat volume; } W_s = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$(Ka) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$q = 0,6 \times W_s = 0,6 \times 20 = 12 \text{ kN/m}^3$$



Gambar 5.35 Tekanan Tanah Aktif pada *Abutment*

Tabel 5.31 Beban Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif

No	Tekanan tanah	E (kN)	Lengan	Y (m)	Momen (kN.m)
1	$E1 = q \cdot H \cdot Ka \cdot L$	736	H/2	4,6	3385,6
2	$E2 = \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot Ws \cdot Ka \cdot L$	5642,67	H/3	3,07	17304,2
HTA		6378,67	MTA		20689,8

Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif,  $T_{TA} = 6378,67 \text{ kN}$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif,  $M_{TA} = 20689,8 \text{ kN.m}$

#### 4) Beban Lajur D (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL). UDL mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total  $L$  yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$$q = 8 \text{ kPa (untuk } L \leq 30 \text{ m)}$$

$$q = 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa (untuk } L > 30 \text{ m)}$$

Faktor beban *ultimate* untuk beban lajur (KTD) = 2, dan KEL mempunyai intensitas ( $p$ ) = 44 kN/m. Faktor beban dinamis (*dynamic load allowance*) untuk KEL sebagai berikut:

$$DLA = 0,4 \text{ (untuk } L \leq 50 \text{ m)}$$

$$DLA = 0,4 - (0,0025 \times (L - 50)) \text{ (untuk } 50 < L < 90 \text{ m)}$$

$$DLA = 0,3 \text{ (untuk } L \geq 90 \text{ m)}$$

Lebar 1 jalur lalu lintas ( $b$ ) = 7 m

Panjang bentang jembatan ( $L$ ) = 20 m

$$\begin{aligned} \text{Besarnya intensitas } q &= 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\ &= 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{210}\right) = 5,14 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Beban merata (UDL):

$$\begin{aligned} P_{QTD} &= (5,5 \cdot q \cdot L \cdot 100\%) + ((b - 5,5) \cdot q \cdot L \cdot 50\%) \\ &= (5,5 \cdot 5,14 \cdot 20 \cdot 100\%) + ((7 - 5,5) \cdot 5,14 \cdot 20 \cdot 50\%) \\ &= 6750 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban garis (KEL):

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

$$= 275 \text{ kN}$$

Beban dinamis untuk  $L \geq 90 \text{ m}$ ,  $DLA = 0,3$

$$P_{TD} = (1 + DLA) \cdot p' = (1 + 0,3) \cdot 275 = 357,5 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup} + DLA = P Q_{TD} + P_{TD} = 6750 + 357,5 = 7107,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban pada } abutment \text{ akibat beban lajur "D"} &= \frac{1}{2} \cdot (P Q_{TD} + P_{TD}) \\ &= \frac{1}{2} \cdot 7107,5 \\ &= 3553,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 5) Beban Pedestrian/Pejalan Kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. Hubungan antara beban merata dan luasan yang dibebani pada trotoar, dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut:

Untuk  $A \leq 10 \text{ m}^2$ ,  $q = 5 \text{ kPa}$ .

Untuk  $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$ ,  $q = 5 - 0,033 \cdot (A - 10) \text{ kPa}$ .

Untuk  $A > 100 \text{ m}^2$ ,  $q = 2 \text{ kPa}$ .

$A$  = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki ( $\text{m}^2$ )

$q$  = beban hidup merata pada trotoar (kPa)

Panjang bentang,  $L = 210 \text{ m}$

Lebar trotoar,  $b_{\text{trotoar}} = 1,5 \text{ m}$

Jumlah trotoar,  $n = 2$

$$\text{Luas bidang trotoar, } A = b_{\text{trotoar}} \cdot L \cdot n = 1,5 \cdot 210 \cdot 2 = 630 \text{ m}^2$$

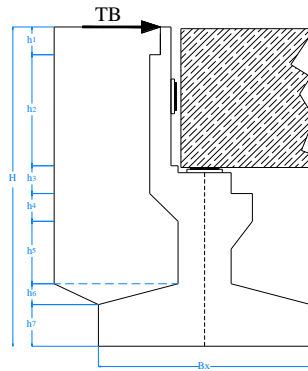
Beban merata pada pedestrian,  $q = 2 \text{ kPa}$

$$\begin{aligned} \text{Beban } abutment \text{ akibat pejalan kaki, } P_{TP} &= A \cdot q \\ &= 630 \cdot 2 = 1260 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban } abutment \text{ akibat pejalan kaki} &= \frac{1}{2} \cdot P_{TP} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1260 = 630 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 6) Gaya Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan, seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.36 di bawah ini. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan.



Gambar 5.36 Gaya rem pada *abutment*

Gaya rem yang bekerja pada *abutment* jembatan sebesar 500 kN (lihat pada beban rem pada pembebanan gelagar).

Lengan terhadap *abutment*,  $H + t_{\text{aspal}} = 9,2 + 0,1 = 9,3 \text{ m}$

Momen akibat gaya rem (TB)  $= 500 \times 9,3$   
 $= 4650 \text{ kN.m}$

Lengan terhadap *breast wall*  $= t_{\text{aspal}} + h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$   
 $= 0,1 + 0,8 + 3,2 + 0,8 + 0,8 + 1,8$   
 $= 7,5 \text{ m}$

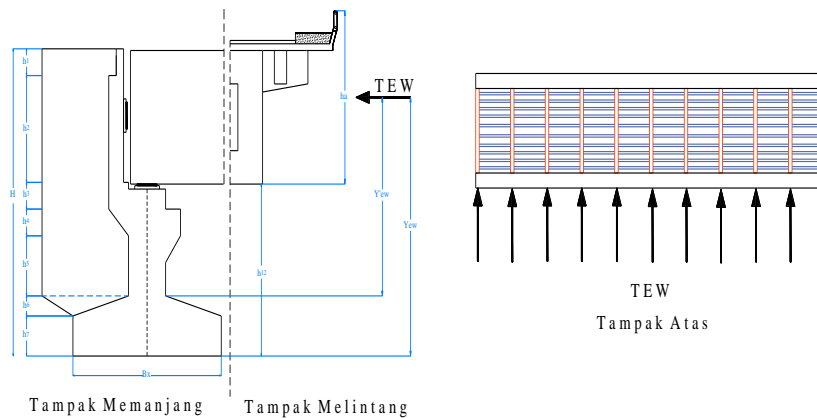
Momen akibat gaya rem (TB')  $= 500 \times 7,5$   
 $= 3750 \text{ kN.m}$

7) Beban Angin (EW)

a) Beban angin yang meniup bidang samping jembatan

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan seperti gambar 5.37 di bawah ini dihitung dengan rumus:

$$T_{EW1} = 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b$$



Gambar 5.37 Beban Angin pada *Abutment*

Lebar total jembatan  $b = 20$  m

Tinggi struktur atas,  $h_a = d = 5,2$  m  $\rightarrow b/d = 3,85$  maka;

Koefisien seret,  $C_w = 1,2$

Kecepatan angin rencana,  $V_w = 35$  m/s

$A_b =$  Luas bidang samping jembatan ( $m^2$ )

$$A_b = h_a \cdot L = 5,2 \cdot 210 = 1092 \text{ m}^2$$

$$T_{EW1} = 0,0006 \cdot 1,2 \cdot 35^2 \cdot 1092 \\ = 963,14 \text{ kN}$$

$$\text{Beban pada } \textit{abutment} \text{ akibat gaya angin} = \frac{1}{2} \cdot T_{EW1} \\ = \frac{1}{2} \cdot 963,14 = 481,6 \text{ kN}$$

Lengan terhadap fondasi,  $Y_{EW} = \frac{1}{2} h_a + h_{12} = \frac{1}{2} 5,2 + 5 = 7,6$  m

$$\text{Momen akibat gaya angin, } M_{EW} = T_{EW1} \cdot Y_{EW} = 481,6 \cdot 7,6 \\ = 3659,95 \text{ kN.m}$$

$$\text{Lengan terhadap } \textit{breast wall}, Y_{EW'} = Y_{EW} - h_6 - h_7 = 7,6 - 0,6 - 1,2 \\ = 5,8 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat gaya angin, } M_{EW'} = T_{EW1} \cdot Y_{EW'} = 481,6 \cdot 5,8 \\ = 2793,12 \text{ kN.m}$$

b) 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 dihitung dengan rumus:

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

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan. Maka  $h_k = 2$  m

$$\text{Beban angin yang bekerja, } T_{EW} = 0,0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \\ = 0,0012 \cdot 1,2 \cdot 35^2 = 1,764 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi,  $h = 2$  m

Jarak antar roda = 1,75 m

Gaya pada fondasi *abutment* akibat transfer beban angin ke lantai jembatan:

$$P_{EW} = 2 \cdot (0,5 \cdot h/x \cdot T_{EW}) \cdot \frac{1}{2} \cdot L \\ = 2 \cdot (0,5 \cdot 2/1,75 \cdot 1,764) \cdot \frac{1}{2} \cdot 210 = 423,36 \text{ kN}$$

8) Beban Gempa (EQ)

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

Besarnya beban gempa dapat dinyatakan dalam:

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

$$K_h = C \cdot S$$

$T_{EQ}$  = 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.

a) Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)

$$P_{MS} \text{ struktur atas} = 64328,04 \text{ kN}$$

$$P_{MS} \text{ struktur bawah} = 14996,2 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total } (W_{TP}) &= PMS \text{ atas} + PMS \text{ bawah} \\ &= 79324,265 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastis beton } E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{30} = 25743 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi efektif } abutment; h_{fb} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } abutment; b = B_y = 20 \text{ m}$$

$$h = b/4 = 1,5 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 20 \times 1,5^3 = 5,625 \text{ m}^4$$

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_x}{h^3} = 3 \times 25743 \times 1000 \times \frac{5,625}{5^3} = 3475299,6 \text{ kN/m}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times K_p)} \right]}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{79324,265}{(9,81 \times 3475299,6)} \right]}$$

$$T = 0,31 \text{ detik}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 3 dengan nilai  $T = 0,31$  detik maka lihat grafik pada gambar 5.19. Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 0,31$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa ( $C$ ) sebesar 0,14. Untuk struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur ( $S$ ) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa  
(1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

Sebelum menentukan besarnya gaya gempa, harus diketahui dahulu besarnya koefisien beban gempa horizontal yaitu sebesar:

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,14 \times 1$$

$$= 0,14$$

Dengan faktor kepentingan ( $I$ ) yaitu pengaruh dari seluruh jembatan permanen lainnya dimana rute alternatif tersedia, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu lintas, maka diambil sebesar 1 sehingga diperoleh gaya gempa sebesar:

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,14 \times 1,0 \times W_{TP}$$

$$= 0,14 W_{TP}$$

Untuk perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah X (arah memanjang jembatan) disajikan pada tabel 5.32 di bawah ini.

Tabel 5.32 Distribusi Beban Gempa pada *Abutment* Arah X

No	Berat $W_T$ (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Y (m)	$M_{EQ}$ (kN.m)
<i>Struktur Atas</i>				
PMS	64328,04	9005,926	9,2	82854,51552
<i>Abutment</i>				
1	122,4	17,136	8,8	150,797
2	979,2	137,088	6,8	932,2
3	326,4	45,696	4,8	219,341
4	163,2	22,848	4,133	94,438
5	3825	535,5	2,5	1338,75
6	244,8	34,272	4	137,088
7	122,4	17,136	3,333	57,12
8	344,25	48,195	1,4	67,473
9	344,25	48,195	1,4	67,473
10	1377	192,78	0,6	115,668
11	1377	192,78	0,6	115,668
<i>Wing Wall</i>				
12	61,2	8,568	8,8	75,398
13	275,4	38,556	6,4	246,758
14	55,08	7,711	4	30,845
15	6,12	0,857	3,867	3,313
16	160,65	22,491	2,7	60,726
17	9,5625	1,339	1,6	2,142
18	17,2125	2,41	1,6	3,856
<i>Tanah</i>				
19	623,2	87,248	8,8	767,782
20	3636,6	509,124	5,1	2596,532
21	121,6	17,024	3,867	65,826
22	547,2	76,608	2,7	206,842
23	256,5	35,91	1,6	57,456
	$\Sigma TEQ$	11105,397	$\Sigma MEQ$	90268,006

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa,  $Y_{EQ} = \Sigma M_{EQ} / \Sigma T_{EQ}$

$$Y_{EQ} = \frac{90268,006}{11105,397} = 8,12 \text{ m}$$

b) Perhitungan beban gempa arah melintang jembatan (arah Y)

$$P_{MS} \text{ struktur atas} = 64328,04 \text{ kN}$$

$$P_{MS} \text{ struktur bawah} = 14996,2 \text{ kN}$$



$$\begin{aligned}\text{Berat total } (W_{TP}) &= \text{PMS atas} + \text{PMS bawah} \\ &= 79324,265 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastis beton } E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{30} = 25743 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi efektif } abutment, h_{fb} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } abutment, b = B_y = 1,5 \text{ m}$$

$$h = b^4 = 20 \text{ m}$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1,5 \times 20^3 = 1000 \text{ m}^4$$

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_x}{h^3} = 3 \times 25743 \times 1000 \times \frac{1000}{5^3} = 617831045 \text{ kN/m}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times K_p)} \right]}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{79324,265}{(9,81 \times 617831045)} \right]}$$

$$T = 0,022 \text{ detik}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 3 dengan nilai  $T = 0,022$  detik maka dilihat grafik pada gambar 5.19. Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 0,022$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa ( $C$ ) sebesar 0,14. Untuk struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur ( $S$ ) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa

(1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,14 \times 1$$

$$= 0,14$$

$$T_{EQ} = Kh \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,14 \times 1 \times 79324,265$$

$$= 11105,3971 \text{ kN}$$

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ}$$

$$= 11105,3971 \times 8,12$$

$$= 90268,006 \text{ kN.m}$$

9) Gaya Gesekan pada Perletakan (FB)

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban mati akibat struktur atas,  $R_v \text{ tot} (MS + MA) = 64328,04 + 4263 = 68591,04 \text{ kN}$ .

Koefisien gesek rata-rata untuk tumpuan (*elastomer*)  $\mu = 0,18$

$$\text{Gaya gesek pada perletakan; HFB} = \mu \times R_v \text{ tot} = 0,18 \times 68591,04$$

$$= 12346,387 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan terhadap fondasi; } y = h_{fb} + h_{elastomer} = 5 + 0,1 = 5,1$$

$$\text{Momen akibat gaya gesek; MFB} = \text{HFB} \cdot y = 12346,387 \cdot 5,1$$

$$= 62966,574 \text{ kN.m}$$

$$\text{Lengan terhadap } breast \text{ wall, } y' = y - h_6 - h_7 = 5,1 - 0,6 - 1,2$$

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

$$\text{Momen akibat gaya gesek, MFB} = \text{HFB} \cdot y' = 12346,387 \cdot 3,3$$

$$= 40743,077 \text{ kN.m}$$

c. Kombinasi Pembebanan *Abutment* untuk Stabilitas Guling dan Geser

Tabel 5.33 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 1

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	$K_{MS}$	64328,04				
2	Berat mati tambahan	$K_{MA}$	4263				
3	Tekanan tanah aktif	$K_{TA}$		6378,66		20689,77	
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"	$K_{TD}$	3553,75				
5	Beban pejalan kaki	$K_{TB}$	630				
6	Gaya rem	$K_{TP}$					
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban angin	$K_{ET}$					
8	Beban gempa	$K_{EQ}$					

Lanjutan Tabel 5.33 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 1

D. Aksi Lainnya							
9	Gesekan perletakan	$K_{FB}$					
	JUMLAH		72774,79	6378,66		20689,78	

Tabel 5.34 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 2

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	$K_{MS}$	64328,04				
2	Berat mati tambahan	$K_{MA}$	4263				
3	Tekanan tanah aktif	$K_{TA}$		6378,66		20689,77	
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"	$K_{TD}$	3553,75				
5	Beban pejalan kaki	$K_{TB}$	630				
6	Gaya rem	$K_{TP}$		500		4650	
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban angin	$K_{ET}$	423,36		481,6		3659,95
8	Beban gempa	$K_{EQ}$					
D. Aksi Lainnya							
9	Gesekan perletakan	$K_{FB}$					
	JUMLAH		73198,15	6878,66	481,572	25339,78	3659,94

Tabel 5.35 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 3

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	$K_{MS}$	64328,04				
2	Berat mati tambahan	$K_{MA}$	4263				
3	Tekanan tanah aktif	$K_{TA}$		6378,66		20689,77	
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"	$K_{TD}$	3553,75				
5	Beban pejalan kaki	$K_{TB}$					
6	Gaya rem	$K_{TP}$		500		4650	
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban angin	$K_{ET}$	423,36		481,6		3659,95

Lanjutan Tabel 5.35 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 3

8	Beban gempa	$K_{EQ}$					
D. Aksi Lainnya							
9	Gesekan perletakan	$K_{FB}$		15216,2		77602,79	
	JUMLAH		72568,15	19225	481,57	88306,35	3659,95

Tabel 5.36 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 4

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	$K_{MS}$	64328,04				
2	Berat mati tambahan	$K_{MA}$	4263				
3	Tekanan tanah aktif	$K_{TA}$		6378,66		20689,77	
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"	$K_{TD}$	3553,75				
5	Beban pejalan kaki	$K_{TB}$	630				
6	Gaya rem	$K_{TP}$		500		4650	
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban angin	$K_{ET}$	423,36		481,6		3659,95
8	Beban gempa	$K_{EQ}$					
D. Aksi Lainnya							
9	Gesekan perletakan	$K_{FB}$		12346,3		62966,57	
	JUMLAH		73198,15	19225	481,572	88306,35	3659,94

Tabel 5.37 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 5

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	$K_{MS}$	64328,04				
2	Berat mati tambahan	$K_{MA}$	4263				
3	Tekanan tanah aktif	$K_{TA}$					
B. Beban Lalu Lintas							
4	Beban lajur "D"	$K_{TD}$					
5	Beban pejalan kaki	$K_{TB}$					
6	Gaya rem	$K_{TP}$					
C. Aksi Lingkungan							
7	Beban angin	$K_{ET}$					
8	Beban gempa	$K_{EQ}$		11105,3	11105,3	90268	90268
D. Aksi Lainnya							

Lanjutan Tabel 5.37 Pembebanan *Abutment* Kombinasi 5

9	Gesekan perletakan	$K_{FB}$					
	JUMLAH		68591,04	11105,4	11105,4	90268,01	90268,01

Tabel 5.38 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan pada *Abutment*

No	Kombinasi	Vertikal P (kN)	Horizontal		Momen	
			Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
1	Kombinasi 1	72774,79	6378,67	0	20689,78	0
2	Kombinasi 2	73198,15	6878,67	481,57	25339,78	3659,95
3	Kombinasi 3	72568,15	19225,05	481,57	88306,35	3659,95
4	Kombinasi 4	73198,15	19225,05	481,57	88306,35	3659,95
5	Kombinasi 5	68591,04	11105,40	11105,4	90268,01	90268,01

Selain itu juga dari perhitungan sebelumnya berat sendiri dan momen struktur bawah untuk stabilitas guling dan geser, didapatkan nilai:

$$P_{MS} \text{ struktur bawah} = 14996,225 \text{ kN}$$

$$M_{MS} \text{ arah X struktur bawah} = -59082,87 \text{ kN.m}$$

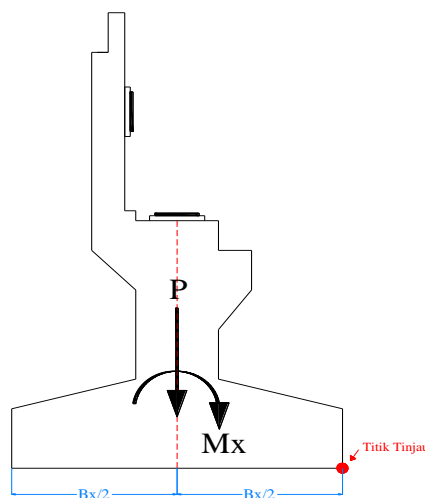
$$M_{MS} \text{ arah Y struktur bawah} = -149962,25 \text{ kN.m}$$

Catatan: tanda (-) pada momen di atas dimaksudkan sebagai arah perlawanan terhadap momen guling yang terjadi pada *abutment*.

d. Kontrol Stabilitas pada *Abutment*

1) Kontrol Stabilitas Guling *Abutment*

a) Kontrol stabilitas guling arah memanjang jembatan (arah X)



Gambar 5.38 Stabilitas Guling Arah X

Dari gambar 5.38 di atas, letak titik guling berada pada ujung *pile cap* (titik tinjau). Letak titik guling terhadap pusat fondasi  $= \frac{Bx}{2} = \frac{7}{2} = 3,5$  m.

Momen penahan guling ( $\Sigma M_{px}$ )  $= (-\frac{Bx}{2} \cdot \Sigma P) + M_{MS}$  arah X.

Angka aman terhadap guling (SF)  $= |M_{px}/M_x| \geq 2$ .

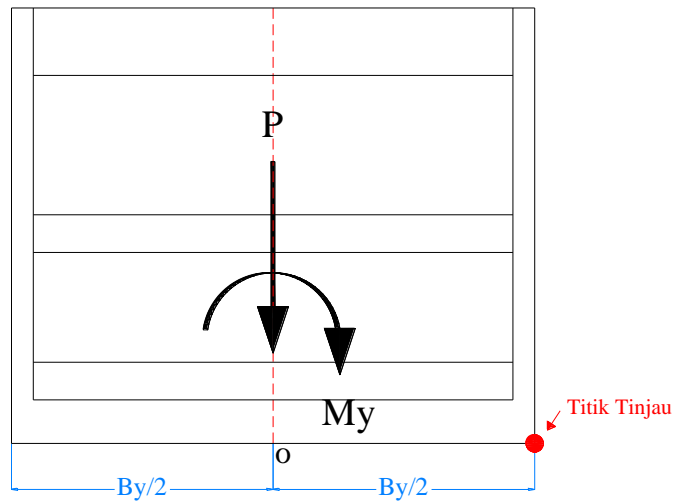
$M_x$  = Momen penyebab guling arah X.

Perhitungan kontrol stabilitas guling *abutment* arah memanjang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel 5.39 di bawah ini.

Tabel 5.39 Kontrol Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan

No	Kombinasi	$\Sigma P$ (kN)	$M_x$ (kN.m)	$M_{px}$ (kN.m)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	72774,79	20689,778	-313794,634	15,102	Aman
2	Kombinasi 2	73198,15	25339,778	-315276,394	12,38	Aman
3	Kombinasi 3	72568,15	88306,352	-313071,394	3,029	Aman
4	Kombinasi 4	73198,15	88306,352	-315276,394	3,048	Aman
5	Kombinasi 5	68591,04	90268,006	-299151,509	2,848	Aman

b) Kontrol Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan (arah Y)



Gambar 5.39 Stabilitas Guling Arah Y

Dari gambar 5.39 di atas, letak titik guling berada pada ujung *pile cap* (titik tinjau). Letak titik guling terhadap pusat fondasi  $= \frac{By}{2} = \frac{20}{2} = 10$  m.

Momen penahan guling ( $\Sigma M_{py}$ )  $= (-\frac{By}{2} \cdot \Sigma P) + M_{MS}$  arah Y.

Angka aman terhadap guling (SF)  $= |M_{py}/M_y| \geq 2$ .

$M_y$  = Momen penyebab guling arah Y

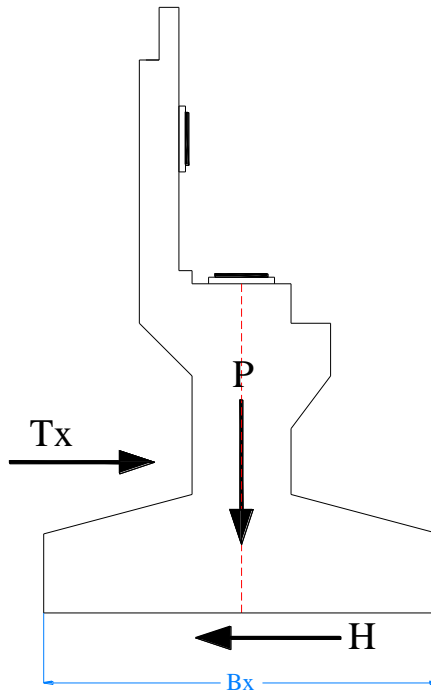
Perhitungan kontrol stabilitas guling *abutment* arah melintang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel 5.40 di bawah ini.

Tabel 5.40 Kontrol Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan

No	Kombinasi	$\Sigma P$ (kN)	$M_y$ (kN.m)	$M_{py}$ (kN.m)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	72774,79	0	-313794,63	-	-
2	Kombinasi 2	73198,15	3659,95	-315276,39	86,14	Aman
3	Kombinasi 3	72568,15	3659,95	-313071,39	85,54	Aman
4	Kombinasi 4	73198,15	3659,95	-315276,39	86,14	Aman
5	Kombinasi 5	68591,04	90268,01	-299151,51	3,31	Aman

## 2) Kontrol Stabilitas Geser *Abutment*

### a) Kontrol stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X)



Gambar 5.40 Stabilitas Geser Arah X

Parameter tanah dasar *pile cap*:

Sudut gesek;  $\Phi = 30^\circ$

Kohesi;  $C = 0,06 \text{ kN/m}^2$

Ukuran dasar *pile cap*:

Lebar *pile cap*,  $B_x = 7 \text{ m}$

Panjang *pile cap*,  $B_y = 20 \text{ m}$

Gaya penahan geser,  $\Sigma H_p = (C \cdot B_x \cdot B_y) + ((\Sigma P + PMS) \cdot \tan \Phi)$

Angka aman terhadap geser (SF) =  $|\Sigma H_p / \Sigma H_x| \geq 1,5$

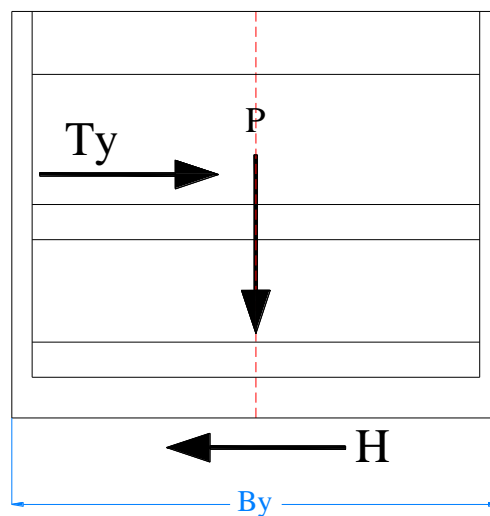
$\Sigma H_x$  = Gaya penyebab geser arah X

Perhitungan kontrol stabilitas geser *abutment* arah memanjang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel 5.41 di bawah ini.

Tabel 5.41 Kontrol Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan

No	Kombinasi	$\Sigma H_x$ (kN)	$\Sigma P$ (kN.m)	$\Sigma H_p$ (kN.m)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	6378,67	72774,79	-50683,02	7,95	Aman
2	Kombinasi 2	6878,67	73198,15	-50927,45	7,40	Aman
3	Kombinasi 3	19225,05	72568,15	-50563,72	2,63	Aman
4	Kombinasi 4	19225,05	73198,15	-50927,45	2,65	Aman
5	Kombinasi 5	11105,40	68591,04	-48267,53	4,35	Aman

b) Kontrol stabilitas geser arah melintang jembatan (arah Y)



Gambar 5.41 Stabilitas Geser Arah Y



Parameter tanah dasar *pile cap*:

Sudut gesek;  $\Phi = 30^\circ$

Kohesi;  $C = 0,06 \text{ kN/m}^2$

Ukuran dasar *pile cap*:

Lebar *abutment*,  $B_x = 7 \text{ m}$

Panjang *abutment*,  $B_y = 20 \text{ m}$

Gaya penahan geser,  $\Sigma H_p = (C \cdot B_x \cdot B_y) + ((\Sigma P + PMS) \cdot \tan \Phi)$

Angka aman terhadap geser (SF) =  $|\Sigma H_p / \Sigma H_y| \geq 1,5$

$\Sigma H_y$  = Gaya penyebab geser arah Y

Perhitungan kontrol stabilitas geser *abutment* arah melintang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel 5.42 di bawah ini.

Tabel 5.42 Kontrol Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan

No	Kombinasi	$\Sigma H_y$ (kN)	$\Sigma P$ (kN.m)	$\Sigma H_p$ (kN.m)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	0	72774,79	-50683,02	-	-
2	Kombinasi 2	481,57	73198,15	-50927,45	105,75	Aman
3	Kombinasi 3	481,57	72568,15	-50563,72	105	Aman
4	Kombinasi 4	481,57	73198,15	-50927,45	105,75	Aman
5	Kombinasi 5	11105,4	68591,04	-48267,53	4,35	Aman

### 3) Kestabilan *Abutment* Terhadap Tegangan Ijin

Tegangan ijin tanah pada dasar *abutment* sebagai berikut ini:

$$q_{ult} = 40 \cdot N' \text{ (dalam Ton/m}^2\text{)}$$

dengan  $N'$  = nilai SPT terkoreksi

Nilai SPT hasil pengujian pada kedalaman 9,45 m,  $N = 10$  pukulan

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

$$= 15 + \frac{1}{2} \cdot (10 - 15) = 12,5 \text{ pukulan}$$

$$q_{ult} = 40 \cdot 12,5 = 500 \text{ Ton/m}^2 = 4902 \text{ kN/m}^2$$

Angka aman,  $SF = 3$

$$q_{ijin} = q_u / SF = 4902 / 3 = 1634 \text{ kN/m}^2$$

Lebar *abutment* arah x,  $b = B_x = 7 \text{ m}$

Lebar *abutment* arah y,  $l = B_y = 20 \text{ m}$

Tegangan yang terjadi pada dasar *abutment* akibat gaya aksial dan momen,

$$\Sigma P = 128656,08 + 14996,3 = 143652,305 \text{ kN}$$

$$\Sigma M = 90268,01 + 14094,2 = 104362,201 \text{ kN.m}$$

$$q_{\max} = \frac{\Sigma P}{A} + \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6} \cdot l \cdot b^2} = \frac{143652,305}{20.7} + \frac{104362,201}{\frac{1}{6} \cdot 20.7^2} = 1665,04 \text{ kN/m}^2$$

$q_{\max} > q_{\text{ijin}}$  (Tidak aman terhadap tegangan yang terjadi sehingga dibutuhkan fondasi)

### 5.2.2 Perencanaan *Pile Cap Abutment*

Perencanaan *pile cap abutment* jembatan menggunakan hasil kombinasi pembebanan pada *abutment* yang telah dikalikan dengan faktor beban. Kombinasi pembebanan setelah dikalikan dengan faktor beban dapat dilihat pada tabel 5.43 sampai tabel 5.49 di bawah ini.

#### a. Kombinasi Pembebanan pada *Pile Cap Abutment*

Tabel 5.43 Jenis Pembebanan pada *Pile Cap Abutment*

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN)	
				Hx	Hy	Mx	My
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	MS	64328,04				
	Berat sendiri struktur bawah	MS	14996,2			-14094	
	Beban mati tambahan	MA	4263				
	Tekanan tanah aktif	TA		6378,67		20689,8	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	TD	3553,75				
	Beban pedestrian	TP	630				
	Gaya rem	TB		500		4650	
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	EW	423,36		481,6		3659,95
	Beban gempa	EQ		11105,4	11105,4	90268	90268
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	FB		12346,4		62966,6	

Tabel 5.44 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 1

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,45				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	19495,1			-18322	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25		7973,3		25862,2	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2	7107,5				
	Beban pedestrian	2	1260				
	Gaya rem	2					
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2					
	Beban gempa	1					
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3					
	JUMLAH		120015,04	7973,3		7539,77	

Tabel 5.45 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 2

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,45				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	19495,093			-18322,4	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25		7973,3		25862,22	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2	7107,5				
	Beban pedestrian	2	1260				
	Gaya rem	2		1000		9300	
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2	508,03		577,9		4391,9
	Beban gempa	1					

Lanjutan Tabel 5.45 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 2

D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3					
	JUMLAH		120523,07	8973,3	577,88	16839,77	4391,936

Tabel 5.46 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 3

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,45				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	19495,093			-18322,45	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25		7973,33		25862,22	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2	7107,5				
	Beban pedestrian	2					
	Gaya rem	2		1000		9300	
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2	508,03		577,9		4391,9
	Beban gempa	1					
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3		16050,3		81856,5	
	JUMLAH		119263,1	25023,6	577,9	98696,3	4391,9

Tabel 5.47 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 4

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,45				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	19495,093			-18322,45	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25		7973,33		25862,22	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2	7107,5				
	Beban pedestrian	2	1260				
	Gaya rem	2		1000		9300	

Lanjutan Tabel 5.47 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 4

C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2	508,03		577,9		4391,9
	Beban gempa	1					
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3		16050,3		81856,5	
	JUMLAH		120523,1	25023,6	577,9	98696,3	4391,9

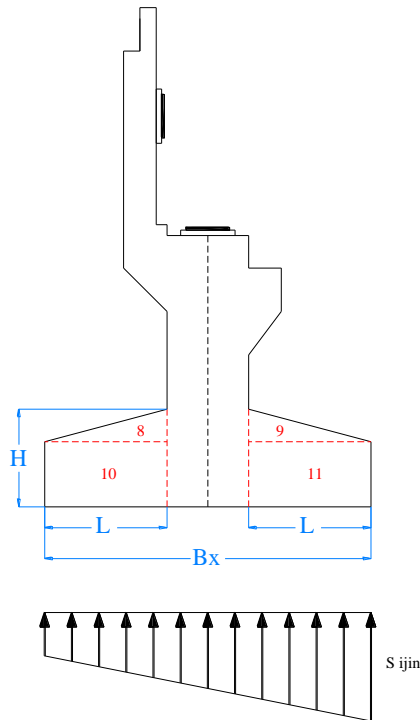
Tabel 5.48 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 5

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,45				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	19495,093			-18322,45	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25					
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2					
	Beban pedestrian	2					
	Gaya rem	2					
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2					
	Beban gempa	1		11105,4	11105,4	90268	90268
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3					
	JUMLAH		111647,5	11105,4	11105,4	71945,6	90268

Tabel 5.49 Rekapitulasi Pembebanan *Ultimate* pada *Pile Cap*

No	Kombinasi	Pu (kN)	Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kN.m)	Muy (kN.m)
1	Kombinasi 1	120015,045	7973,33	0	7539,77	0
2	Kombinasi 2	120523,077	8973,33	577,886	16839,8	4391,94
3	Kombinasi 3	119263,077	25023,6	577,886	98696,3	4391,94
4	Kombinasi 4	120523,077	25023,6	577,886	98696,3	4391,94
5	Kombinasi 5	111647,545	11105,4	11105,4	71945,6	90268

b. Perencanaan Tulangan *Pile Cap*



Gambar 5.42 Potongan *Pile Cap Abutment*

Dari kombinasi pembebanan pada *pile cap* di atas, maka didapat besarnya beban *ultimate* dan momen *ultimate* yang terbesar pada rekap kombinasi *pile cap* pada tabel 5.49 yaitu sebesar:

$$P_u = 120523,077 \text{ kN}$$

$$M_u = 98696,317 \text{ kN.m}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah } x, B_x = 7 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah } y, B_y = 20 \text{ m}$$

Tegangan yang terjadi pada dasar *pile cap*,

$$\sigma_{\text{terjadi}} = \frac{\sum P}{A} + \frac{\sum M}{\frac{1}{6} \cdot B_y \cdot B_x^2} = \frac{120523,077}{20 \cdot 7} + \frac{98696,317}{\frac{1}{6} \cdot 20 \cdot 7^2} = 1465,142 \text{ kN/m}^2$$

Momen rencana *pile cap* ditinjau per 1 m,

$$Q_u = \sigma_{\text{terjadi}} \cdot 1 = 1465,142 \cdot 1 = 1465,142 \text{ kN/m}$$

$$M_{r \text{ ult}} = \frac{1}{2} \cdot Q_u \cdot L^2 = \frac{1}{2} \cdot 1465,142 \cdot (2,25^2) = 3708,641 \text{ kN.m}$$

1) Perencanaan tulangan lentur *pile cap*

$$\text{Momen rencana, } M_{r \text{ ult}} = 3708,641 \text{ kN.m}$$

Lebar <i>pile cap</i> arah y ditinjau per 1 m, b	= 1000 mm
Tinggi <i>pile cap</i> , H	= 1,8 m = 1800 mm
Tebal penutup beton, pb	= 70 mm
Diameter tulangan pokok, D	= 32 mm
Jarak tulangan ke sisi luar beton, d'	= pb + (0,5 D)
	= 70 + (0,5 . 32) = 86 mm
Tinggi efektif <i>pile cap</i> , d = H - d'	= 1714 mm
Faktor reduksi lentur, $\Phi$	= 0,8
Faktor reduksi geser, $\Phi$	= 0,6
Mutu beton, f'c	= 30 MPa
Mutu baja, fy	= 400 MPa
Faktor bentuk distribusi teg beton $\beta_1$	= 0,85 karena f'c $\leq$ 30 MPa

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3708,641 \times 10^6}{0,8}$$

$$= 4,63 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen (Rn)} = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{4,63 \times 10^9}{1000 \times 1714^2}$$

$$= 1,57$$

Rn < Rmax  $\rightarrow$  Ok.

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 1,57}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,004$$

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

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,004$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1000 \times 1714$$

$$= 6984,92 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 32 \text{ mm}$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{6984,92} = 115,14 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 110 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 110

Untuk perencanaan tulangan melintang arah Y pada *pile cap*, diambil tulangan minimum sebesar:

$$A_s' \text{ perlu} = 0,002 \cdot b \cdot h \text{ (SK SNI T-15 1991-03 pasal 3.16.12)}$$

$$= 0,002 \cdot 1000 \cdot 1800$$

$$= 3600 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 32 \text{ mm}$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s'}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{3600} = 223,402 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 220 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 220



Untuk tulangan tekan secara teoritis tidak diperlukan tetapi pada praktiknya tulangan tekan diambil sebesar 0,2 tulangan tarik.

$$\text{Tulangan tekan arah x, } A_s = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 6984,92 = 1396,98 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  16 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{1396,98} = 143,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ pakai} = 140 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D16 – 140

$$\text{Tulangan tekan arah y, } A_s = 0,2 \cdot A_s' = 0,2 \cdot 3600 = 720 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  16 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 16^2 \times 1000}{720} = 279,253 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ pakai} = 270 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D16 – 270

## 2) Perencanaan tulangan geser *pile cap*

### a) Tinjauan terhadap gaya geser pons

$$\text{Kuat tekan beton rencana (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat geser pons yang disyaratkan (fv)} = 0,3 \times \sqrt{f'c}$$

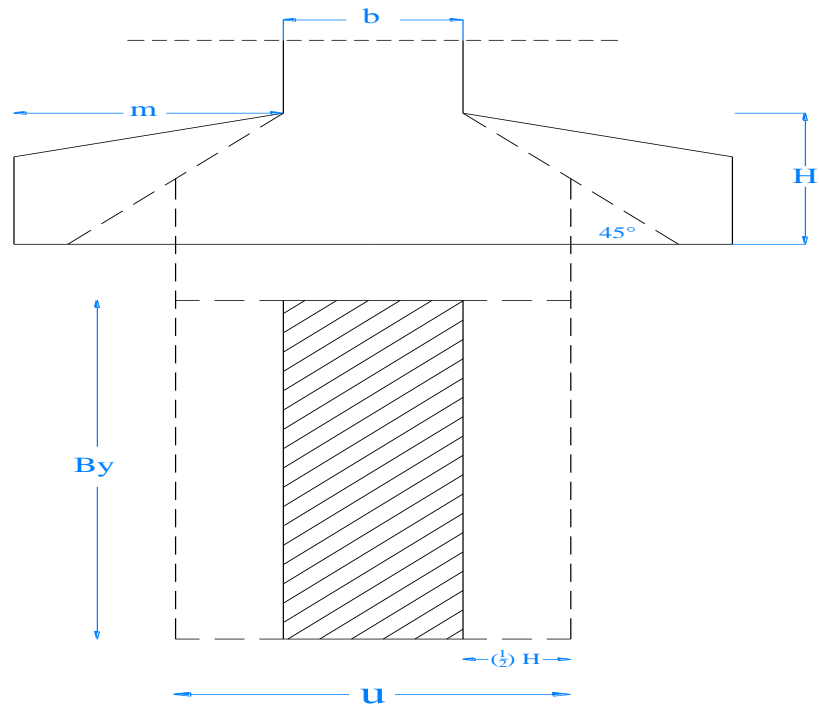
$$= 0,3 \times \sqrt{30}$$

$$= 1,6432 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,6$$

$$\text{Gaya aksial terbesar (Pu)} = 135707,85 \text{ kN}$$

$$= 135707848 \text{ N}$$



Gambar 5.43 Gaya Geser Pons pada *Abutment*

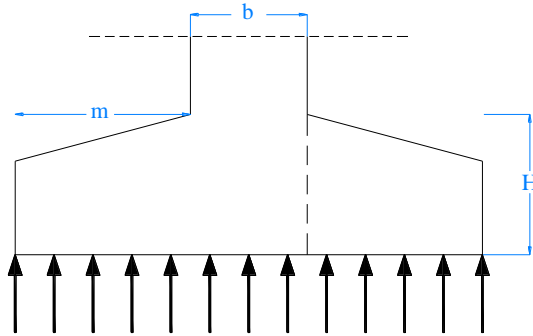
$$\begin{aligned}
 \text{Tebal } \textit{pile cap}, H &= 1800 \text{ mm} \\
 \text{Lebar kolom } \textit{breast wall}, b &= 1500 \text{ mm} \\
 \text{Panjang } \textit{pile cap}, B_y &= 20000 \text{ mm} \\
 \text{Panjang distribusi beban, } u &= b + 2 \cdot (1/2) H \\
 &= 1500 + 2 \cdot (1/2) 1800 \\
 &= 3300 \text{ mm} \\
 \text{Luas bidang geser, } A_v &= 2 \cdot (u + B_y) \cdot H \\
 &= 2 \cdot (3300 + 20000) \cdot 1800 \\
 &= 83880000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Gaya geser pons nominal, } P_n &= A_v \cdot f_v \\
 &= 83880000 \cdot 1,6432 \\
 &= 137831616 \text{ N} \\
 P_n \times \Phi &= 137831616 \cdot 0,6 \\
 &= 82697342,62 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$P_u < P_n \times \Phi \rightarrow$  Aman.

b) Tinjauan terhadap gaya geser lentur

$$\text{Kuat tekan beton rencana (} f'_c \text{)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{lebar tinjauan } pile \text{ cap, } b &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Tinggi efektif } pile \text{ cap, } d &= H - pb - \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{tul} \\ &= 1800 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 32 \\ &= 1714 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 5.44 Gaya Geser Lentur pada Abutment

$$\begin{aligned} \text{Lebar } pile \text{ cap, } m &= 2250 \text{ mm} \\ \text{Teg yang terjadi di dasar } pile \text{ cap, } Q_u &= 1465,142 \text{ kN/m} \\ \text{Gaya geser lentur, } V_u &= Q_u \cdot m \\ &= 1465,142 \cdot 2.25 \\ &= 3296570 \text{ kN} \\ &= 3296570 \text{ N} \\ \text{Gaya geser yang ditahan beton, } V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \left( \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1714 \right) \\ &= 1564660,8 \text{ N} \\ V_c \cdot \Phi &= 1564660 \cdot 0,6 \\ &= 938796,46 \text{ N} \\ V_u > V_c \cdot \Phi ; \text{ maka diperlukan tulangan geser,} \\ V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c &= \frac{3296570}{0,6} - 1564660,8 \\ &= 3929622,783 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\varnothing 25$  mm

$$\text{Jarak tulangan perlu, } S = \frac{A_d \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 400 \times 1714}{3929622,783} = 85,6 \text{ mm}$$

S pakai = 80 mm

Maka tulangan yang digunakan = D25 – 80

### 5.2.3 Perencanaan *Breast Wall Abutment*

*Breast wall* merupakan bagian dinding beton bertulang pada *abutment* yang fungsinya diasumsikan sebagai kolom. Pada dasarnya analisis yang dibutuhkan dalam mendesain *breast wall* ini adalah besarnya gaya dan momen *ultimate* yang akan diformulasikan ke dalam grafik Mn-Pn.

#### a. Ketentuan Umum

Ketentuan-ketentuan umum dalam perencanaan *breast wall* terdiri dari :

##### 1) Data teknis *breast wall*

Lebar *breast wall*, Bbw = 1,5 m

Panjang *breast wall*, Lbw = 20 m

Tinggi *breast wall*, Hbw = 3,2 m

Untuk data teknis yang lain dapat dilihat pada gambar 5.45 di bawah.

##### 2) Mutu bahan dan material

Berat beton, W = 25,5 kN/m<sup>3</sup>

Mutu beton, f'c = 30 MPa

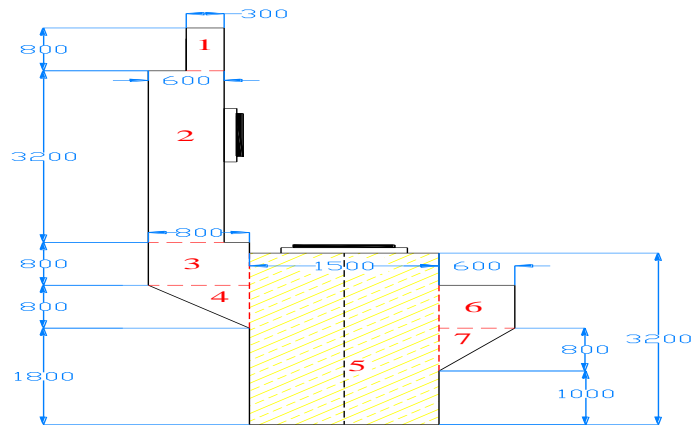
Mutu baja, fy = 400 MPa

#### b. Pembebanan *Breast Wall*

Pada perencanaan pembebanan *breast wall* ini reaksi-reaksi yang mempengaruhi kekuatan struktur pada dasarnya sama dengan reaksi-reaksi yang terjadi pada *abutment*, tetapi yang membedakan terletak pada titik tinjauan beban yang terjadi (titik berat *breast wall*). Adapun hasil dari beban-beban yang mempengaruhi struktur dari *breast wall* yaitu sebagai berikut:

##### 1) Beban mati akibat berat sendiri *breast wall* (MS)

Reaksi yang mempengaruhi *breast wall* dapat disajikan pada gambar 5.45 yang diarsir dan tabel 5.50 di bawah ini:



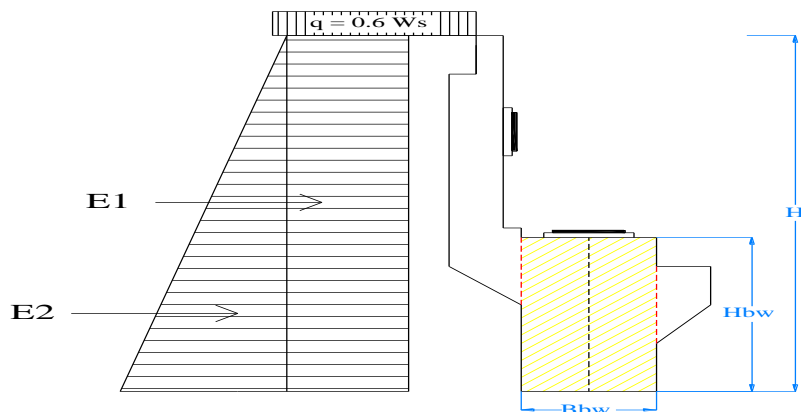
Gambar 5.45 Penampang *Breast Wall Abutment* (arsiran kuning)

Tabel 5.50 Berat Sendiri *Breast Wall Abutment*

No. sec	b (m)	h (m)	Shape	L (m)	Vol (m <sup>3</sup> )	BJ (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)	Lengan (m)	Dir	Momen (kN.m)	
1	0,3	0,8	1	20	4,8	25,5	122,4	1,1	-1	-134,64	
2	0,6	3,2	1	20	38,4	25,5	979,2	1,25	-1	-1224	
3	0,8	0,8	1	20	12,8	25,5	326,4	1,15	-1	-375,36	
4	0,8	0,8	0,5	20	6,4	25,5	163,2	1,02	-1	-165,92	
5	1,5	3,2	1	20	96	25,5	2448	0	1	0	
6	0,6	0,8	1	20	9,6	25,5	244,8	1,05	1	257,04	
7	0,6	0,8	0,5	20	4,8	25,5	122,4	0,95	1	116,28	
							PMS	4406,4		MMS	-1526,6

2) Beban mati horizontal akibat tekanan tanah aktif (TA)

Reaksi horizontal yang mempengaruhi terjadinya guling adalah tekanan tanah aktif. Besarnya tekanan tanah aktif yang bekerja pada *breast wall* dapat diamati pada gambar 5.46 dan tabel 5.51 di bawah ini:



Gambar 5.46 Tekanan tanah aktif pada *Breast Wall abutment*

Tinggi *breast wall* total; H = 7,4 m  
Tinggi *breast wall*, H<sub>bw</sub> = 3,2 m  
Panjang *breast wall*; L<sub>bw</sub> = 20 m  
Sudut gesek pada tanah timbunan; Φ = 30°  
Berat volume pada tanah timbunan; W<sub>s</sub> = 20 kN/m<sup>3</sup>  
Koefisien tekanan tanah aktif (K<sub>a</sub>) =  $\tan^2 (45 - \frac{\Phi}{2})$   
(K<sub>a</sub>) =  $\tan^2 (45 - \frac{30}{2}) = 0,333$   
q = 0,6 x W<sub>s</sub> = 0,6 x 20 = 12 kN/m<sup>3</sup>

Tabel 5.51 Beban Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif

No	Tekanan tanah	E (kN)	Lengan	Y (m)	Momen (kN.m)
1	E1 = q . H / K <sub>a</sub> . L	592	H <sub>bw</sub> /2	1,6	947,2
2	E2 = ½ . H <sup>2</sup> . W <sub>s</sub> . K <sub>a</sub> . L	3650,67	H <sub>bw</sub> /3	1,07	3894,04
HTA		4242,67	MTA		4841,24

3) Beban gempa pada *breast wall* (EQ)

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

a) Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)

P<sub>MS</sub> struktur atas = 64328,04 kN

P<sub>MS</sub> struktur bawah = 4406,4 kN

Berat total (W<sub>TP</sub>) = PMS atas + PMS bawah  
= 68734,44 kN

Modulus elastis beton E<sub>c</sub> = 4700 x √f<sub>c</sub>' = 4700 x √30 = 25743 MPa

Tinggi efektif *breast wall*, h<sub>bw</sub> = 3,2 m

Lebar *breast wall*, b = B<sub>y</sub> = 20 m

h = b/4 = 1,5 m

I<sub>x</sub> =  $\frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 20 \times 1,5^3 = 5,625 \text{ m}^4$

K<sub>p</sub> = 3 x E<sub>c</sub> x  $\frac{I_x}{h^3} = 3 \times 25743 \times 1000 \times \frac{5,625}{3,2^3} = 13257215,99 \text{ kN/m}$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times Kp)} \right]}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{68734,44}{(9,81 \times 13257215,99)} \right]}$$

$$T = 0,14 \text{ detik}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 3 dengan nilai  $T = 0,14$  detik maka digunakan grafik pada gambar 5.19. Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 0,14$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa ( $C$ ) sebesar 0,14. Untuk struktur dapat berperilaku daktile dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur ( $S$ ) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa  
(1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,14 \times 1$$

$$= 0,14$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,14 \times 1,0 \times 68734,44$$

$$= 9622,82 \text{ kN}$$

Tabel 5.52 Distribusi Beban Gempa arah X pada *Breast Wall*

No	Berat $W_T$ (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Y (m)	$M_{EQ}$ (kN.m)
Struktur Atas				
PMS	64328,04	9005,93	7,4	66643,85
<i>Breast Wall</i>				
1	122,4	17,136	7	119,952
2	979,2	137,088	5	685,44
3	326,4	45,696	3	137,088
4	163,2	22,848	2,333	53,312
5	2448	342,720	1,6	548,35
6	244,8	34,272	2,2	75,398
7	122,4	17,136	1,5	26,275
	$\Sigma T_{EQ}$	9622,822	$\Sigma M_{EQ}$	68289,667

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa;  $Y_{EQ} = \frac{\Sigma M_{EQ}}{\Sigma T_{EQ}}$

$$Y_{EQ} = \frac{68289,667}{9622,822} = 7,1 \text{ m}$$

b) Perhitungan beban gempa arah melintang jembatan (arah Y)

$$P_{MS} \text{ struktur atas} = 64328,04 \text{ kN}$$

$$P_{MS} \text{ struktur bawah} = 4406,4 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total } (W_{TP}) &= PMS \text{ atas} + PMS \text{ bawah} \\ &= 68734,44 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastis beton } E_c = 4700 \times \sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{30} = 25743 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi efektif } breast \text{ wall; } h_{fb} = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } breast \text{ wall; } b = B_y = 1,5 \text{ m}$$

$$h = b_4 = 20 \text{ m}$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1,5 \times 20^3 = 1000 \text{ m}^4$$

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_x}{h^3} = 3 \times 25743 \times 1000 \times \frac{1000}{3,2^3} = 2356838397 \text{ kN/m}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{W_{TP}}{(g \times K_p)} \right]}$$

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\left[ \frac{68734,44}{(9,81 \times 2356838397)} \right]}$$

$$T = 0,01 \text{ detik}$$



Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 3 dengan nilai  $T = 0,01$  detik maka digunakan grafik pada gambar 5.19. Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 0,01$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa ( $C$ ) sebesar 0,14. Untuk struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur ( $S$ ) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa  
(1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,14 \times 1$$

$$= 0,14$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,14 \times 1,0 \times 68734,44$$

$$= 11258,1 \text{ kN}$$

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ}$$

$$= 68734,44 \times 7,1$$

$$= 9622,82 \text{ kN.m}$$

Tabel 5.53 Jenis Pembebanan pada *Breast Wall Abutment*

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal Rv (kN)	Horizontal (kN)		Momen	
				Hx	Hy	Mx (kN.m)	My (kN.m)
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	MS	64328,04				
	Berat sendiri struktur bawah	MS	4406,4			-1526,6	

Lanjutan Tabel 5.53 Jenis Pembebanan pada *Breast Wall Abutment*

	Beban mati tambahan	MA	4263				
	Tekanan tanah aktif	TA		6378,6		20689,7	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	TD	3553,75				
	Beban pedestrian	TP	630				
	Gaya rem	TB		500		4650	
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	EW	423,36		481,57		3659,9
	Beban gempa	EQ		9622,82	9622,82	68289,66	68289,7
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	FB		12346,4		62966,57	

Tabel 5.54 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 1

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Rv (kN)	Horizontal (kN)		Momen	
				Hx	Hy	Mx (kN.m)	My (kN.m)
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,452				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	5728,32			-1984,58	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25		7973,333		25862,22	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2	7107,5				
	Beban pedestrian	2	1260				
	Gaya rem	2					
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2					
	Beban gempa	1					
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3					
	<b>JUMLAH</b>		106248	7973,33		23877,64	

Tabel 5.55 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 2

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Rv (kN)	Horizontal (kN)		Momen	
				Hx	Hy	Mx (kN.m)	My (kN.m)
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,452				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	5728,32			-1984,58	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25		7973,333		25862,222	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2	7107,5				
	Beban pedestrian	2	1260				
	Gaya rem	2		1000		9300	
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2	508,032		577,88		4391,94
	Beban gempa	1					
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3					
	JUMLAH		106756	8973,33	577,88	33177,642	4391,94

Tabel 5.56 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 3

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Rv (kN)	Horizontal (kN)		Momen	
				Hx	Hy	Mx (kN.m)	My (kN.m)
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,452				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	5728,32			-1984,58	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25		7973,333		25862,222	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2	7107,5				
	Beban pedestrian	2					
	Gaya rem	2		1000		9300	
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2	508,032		577,886		4391,94
	Beban gempa	1					
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3		16050,3		81856,547	
	JUMLAH		105496	25023,6	577,886	115034,19	4391,94

Tabel 5.57 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 4

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Rv (kN)	Horizontal (kN)		Momen	
				Hx	Hy	Mx (kN.m)	My (kN.m)
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	1,3	83626,452				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	5728,32			-1984,58	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25		7973,333		25862,222	
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2	7107,5				
	Beban pedestrian	2	1260				
	Gaya rem	2		1000		9300	
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2	508,032		577,886		4391,94
	Beban gempa	1					
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3		16050,3		81856,547	
	JUMLAH		106756	25023,6	577,886	115034,19	4391,94

Tabel 5.58 Pembebanan *Ultimate* Kombinasi 5

No	Beban Kerja	FB	Vertikal Rv (kN)	Horizontal (kN)		Momen	
				Hx	Hy	Mx (kN.m)	My (kN.m)
A	AKSI TETAP						
	Berat sendiri struktur atas	13	83626,452				
	Berat sendiri struktur bawah	1,3	5728,32			-1984,58	
	Beban mati tambahan	2	8526				
	Tekanan tanah aktif	1,25					
B	BEBAN LALU LINTAS						
	Beban lajur	2					
	Beban pedestrian	2					
	Gaya rem	2					
C	AKSI LINGKUNGAN						
	Beban angin	1,2					
	Beban gempa	1		9622,82	9622,82	68289,667	68289,7
D	AKSI LAINNYA						
	Gesekan akibat perletakan	1,3					
	JUMLAH		97880,8	9622,82	9622,82	66305,087	68289,7

Tabel 5.59 Rekapitulasi Pembebanan *Ultimate* pada *Breast Wall*

No	Kombinasi	Rv (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN)	My (kN)
1	Kombinasi 1	106248	7973,33	0	23877,6	0
2	Kombinasi 2	106756	8973,33	577,8864	33177,6	4391,94
3	Kombinasi 3	105496	25023,6	577,8864	115034	4391,94
4	Kombinasi 4	106756	25023,6	577,8864	115034	4391,94
5	Kombinasi 5	97880,8	9622,82	9622,8216	66305,1	68289,7

c. Perencanaan Tulangan *Breast Wall*

Perencanaan tulangan *breast wall* ditinjau dari dua sisi, yaitu arah memanjang jembatan (arah X) dan arah melintang jembatan (arah Y).

1) Perencanaan tulangan *breast wall* arah memanjang jembatan (arah X)

- Kuat tekan beton ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Kuat leleh baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Modulus elastisitas baja ( $E_s$ ) = 200000 MPa
- Faktor bentuk distribusi teg beton  $\beta_1$  = 0,85 karena  $f'c \leq 30$  MPa
- Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\Phi$ ) = 0,8
- Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ ) = 0,6
- Regangan batas desak beton, ( $\epsilon_{cu}$ ) = 0,003
- Tebal selimut beton ( $d_c$ ) = 40 mm
- $\phi$  tul pokok ( $d_b$ ) = 40 mm
- $\phi$  tul sengkang = 32 mm
- $A_\phi$  tul pokok ( $Ad$ ) = 1256,64 mm<sup>2</sup>
- Lebar *breast wall* ditinjau (bbw) = 1000 mm
- Panjang *breast wall* (hbw) = 1500 mm
- Tinggi *breast wall* (Hbw) = 3200 mm
- Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik ( $d'$ ) = 92 mm
- Tinggi efektif beton ( $d = h - d'$ ) = 1408 mm

Dari tabel 5.59 Rekapitulasi Pembebanan *Ultimate* pada *Breast Wall* di atas kemudian diambil gaya aksial dan momen searah sumbu X yang terbesar,

$P_u = 106756,304$  kN

$M_{ux} = 115034,189$  kN.m

Pu dan Mux ditinjau selebar 1 m, dengan By = 20 m, maka:

$$Pu = \frac{106756,304}{20} = 5337,81 \text{ kN}, Pn = \frac{Pu}{\phi} = \frac{5337,81}{0,8} = 6672,269 \text{ kN}$$

$$Mux = \frac{115034,189}{20} = 5751,709 \text{ kN.m}, Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{5751,709}{0,8} = 7189,63 \text{ kN.m}$$

– Diagram Mn-Pn

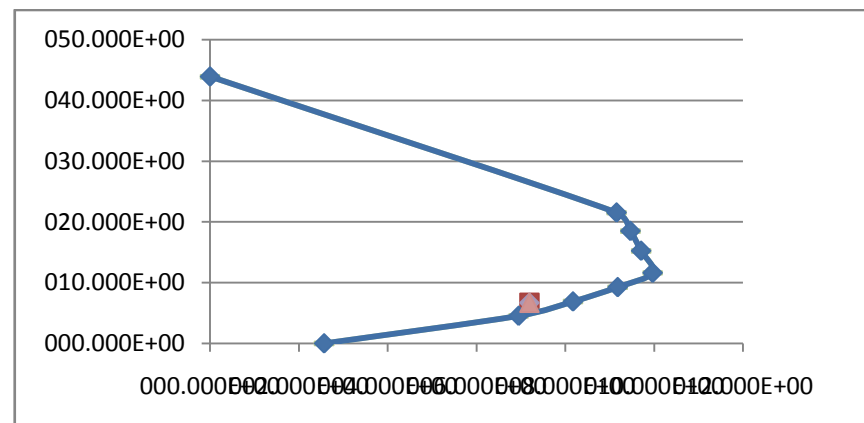
$$\begin{aligned} \text{Luas kolom } breastwall (Ag) &= (B_1 \cdot H_1) \\ &= (1000 \cdot 1500) \\ &= 1500000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan terhadap luas beton untuk arah X (Ast) = 1 % Ag

$$\begin{aligned} Ast &= 1 \% \times 1500000 \\ &= 15000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$As = As' = \frac{Ast}{2} = \frac{15000}{2} = 7500 \text{ mm}^2$$

Kemudian nilai-nilai tersebut dianalisa pada berbagai kondisi dan diplot ke dalam grafik Mn – Pn sehingga diperoleh bentuk grafik seperti gambar 5.47 di bawah ini:



Gambar 5.47 Grafik Hubungan Mn – Pn pada *breastwall* arah X

Dari grafik di atas dapat dihasilkan rasio luas tulangan terhadap luas beton (Ast) = 1 % Ag.

Diameter tulangan pokok yang digunakan 40 mm.

$$A_{\phi} \text{ tul pokok } (Ad) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 1256,64,248 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang digunakan, n:

$$n = \frac{A_s}{A\Phi} = \frac{7500}{1256,64} = 6 \text{ buah.}$$

Cek jumlah tulangan maksimum dalam satu lapis, coba satu lapis 6 buah:

$$s = \frac{b - 2(pb + \emptyset \text{sengkang}) - n \cdot \emptyset \text{pokok}}{n - 1}$$

$$= \frac{1000 - 2(40 + 32) - 6 \cdot 40}{6 - 1}$$

$$= 123,2 \geq 40 \text{ mm (Ok)}$$

Maka tulangan cukup dipasang 1 lapis sehingga jumlah tulangan yang diperlukan untuk tiap sisi adalah 6 D40.

## 2) Perencanaan tulangan geser *breast wall* arah X

Perhitungan tulangan geser *breast wall* didasarkan atas beban horizontal *ultimate* terhadap *breast wall* (lihat tabel 5.59).

$$V_u = H_x \text{ max} = 25023,636 \text{ kN} = 25023636 \text{ N}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1420$$

$$= 1296277 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0,6} - V_c$$

$$= \frac{25023636}{0,6} - 1296277 \text{ N}$$

$$= 40409784,44 \text{ N}$$

Dipakai tulangan diameter 32 mm dan sengkang 4 kaki.

$$A_{\Phi} \text{ tul} (Ad) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 804,25 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan S:

$$S = \frac{\text{jumla h kaki} \cdot A_{\Phi} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{4 \times 804,25 \times 400 \times 1420}{(40409784,44)}$$

$$= 45,22 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan geser D32 – 40 mm.

## 3) Perencanaan tulangan susut arah X

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

$$\begin{aligned}
A_s \text{ susut} &= 0,0018 \times b \times h \\
&= 0,0018 \times 1000 \times 1500 \\
&= 2700 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Dipakai tulangan diameter 19 mm.

$$A_\Phi \text{ tul susut } (Ad) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 = 283,53 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan:

$$S = \frac{A_\Phi \times b}{A_s \text{ susut}} = \frac{283,53 \times 1000}{2700} = 105,01 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D19 – 100 mm.

4) Perencanaan tulangan *breast wall* arah melintang jembatan (arah Y)

Pada prinsipnya perencanaan tulangan *breast wall* arah melintang dengan arah memanjang adalah sama, yang membedakan hanyalah pada sisi yang ditinjau.

Ketentuan-ketentuannya antara lain:

Kuat tekan beton ( $f'c$ )	= 30 MPa
Kuat leleh baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Modulus elastisitas baja ( $E_s$ )	= 200000 MPa
Faktor bentuk distribusi teg beton $\beta_1$	= 0,85 karena $f'c \leq 30$ MPa
Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\Phi$ )	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ )	= 0,6
Regangan batas desak beton, ( $\epsilon_{cu}$ )	= 0,003
Tebal selimut beton ( $d_c$ )	= 40 mm
$\emptyset$ tul pokok ( $d_b$ )	= 40 mm
$\emptyset$ tul sengkang	= 32 mm
$A_\Phi$ tul pokok ( $Ad$ )	= 1256,64 mm <sup>2</sup>
Lebar <i>breast wall</i> ditinjau (bbw)	= 1500 mm
Panjang <i>breast wall</i> (hbw)	= 1000 mm
Tinggi <i>breast wall</i> (Hbw)	= 3200 mm

Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik ( $d'$ ) = 92 mm

Tinggi efektif beton ( $d = h - d'$ ) = 908 mm

Dari tabel 5.59 Rekapitulasi Pembebanan *Ultimate* pada *Breast Wall* di atas kemudian diambil gaya aksial dan momen searah sumbu Y yang terbesar,

$$P_u = 106756,304 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 68289,667 \text{ kN.m}$$



Pu dan Muy ditinjau selebar 1 m, dengan By = 20 m, maka:

$$P_u = \frac{106756,304}{20} = 5337,81 \text{ kN}, P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{5337,81}{0,8} = 6672,269 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = \frac{68289,667}{20} = 3414,48 \text{ kN.m}, M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3414,48}{0,8} = 4268,104 \text{ kN.m}$$

– Diagram Mn-Pn

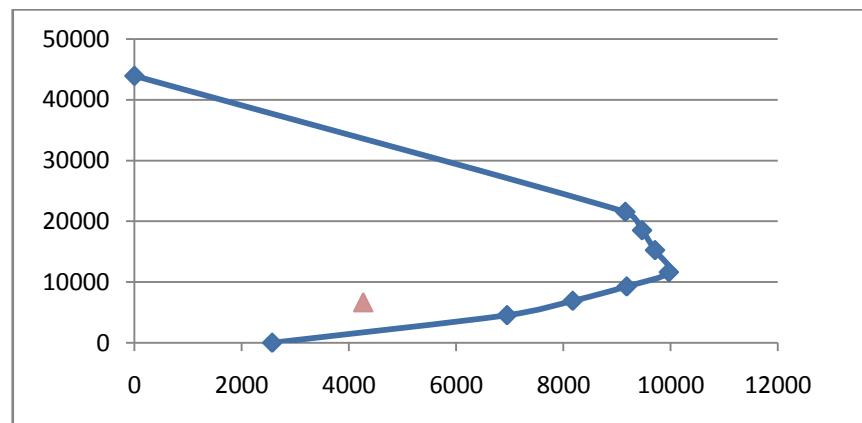
$$\begin{aligned} \text{Luas kolom } breastwall (A_g) &= (B_1 \cdot H_1) \\ &= (1500 \cdot 1000) \\ &= 1500000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan terhadap luas beton untuk arah Y ( $A_{st}$ ) = 1 %  $A_g$

$$\begin{aligned} A_{st} &= 1 \% \times 1500000 \\ &= 15000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = A_{s'} = \frac{A_{st}}{2} = \frac{15000}{2} = 7500 \text{ mm}^2$$

Kemudian nilai-nilai tersebut dianalisa pada berbagai kondisi dan diplot ke dalam grafik Mn – Pn sehingga diperoleh bentuk grafik seperti gambar 5.48 di bawah ini:



Gambar 5.48 Grafik Hubungan Mn – Pn pada *breastwall* arah Y

Dari grafik di atas dapat dihasilkan rasio luas tulangan terhadap luas beton ( $A_{st}$ ) = 1 %  $A_g$ .

Diameter tulangan pokok yang digunakan 40 mm.

$$A_{\phi} \text{ tul pokok } (A_d) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 40^2 = 1256,64 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang digunakan, n:

$$n = \frac{A_s}{A_{\Phi}} = \frac{7500}{1256,64} = 6 \text{ buah.}$$

Cek jumlah tulangan maksimum dalam satu lapis, coba satu lapis 6 buah:

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - 2(pb + \emptyset \text{sengkang}) - n \cdot \emptyset \text{pokok}}{n - 1} \\ &= \frac{1500 - 2(40 + 16) - 6 \cdot 1}{6 - 1} \\ &= 223,2 \geq 40 \text{ mm (Ok)} \end{aligned}$$

Maka tulangan cukup dipasang 1 lapis sehingga jumlah tulangan yang diperlukan untuk tiap sisi adalah 6 D40.

5) Perencanaan tulangan geser *breast wall* arah Y

Perhitungan tulangan geser *breast wall* didasarkan atas beban horizontal *ultimate* terhadap *breast wall* (lihat tabel 5.54).

$$V_u = H_y \max = 9622,821 \text{ kN} = 9622821 \text{ N}$$

$$b = 1,5 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1500 \times 908 \\ &= 828886,803 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{0,6} - V_c \\ &= \frac{9622821}{0,6} - 839841,32 \text{ N} \\ &= 15209149,2 \text{ N} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan diameter 32 mm dan sengkang 4 kaki.

$$A_{\Phi} \text{ tul } (Ad) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 804,25 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan S,

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{jumla h kaki } \cdot A_{\Phi} \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{4 \times 804,25 \times 400 \times 908}{(15209149,2)} \\ &= 76,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser D32 – 70 mm.

6) Perencanaan tulangan susut arah Y

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

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ susut} &= 0,0018 \times b \times h \\
 &= 0,0018 \times 1500 \times 1000 \\
 &= 2700 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan diameter 19 mm.

$$A_{\Phi} \text{ tul susut } (Ad) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 = 283,53 \text{ mm}^2$$

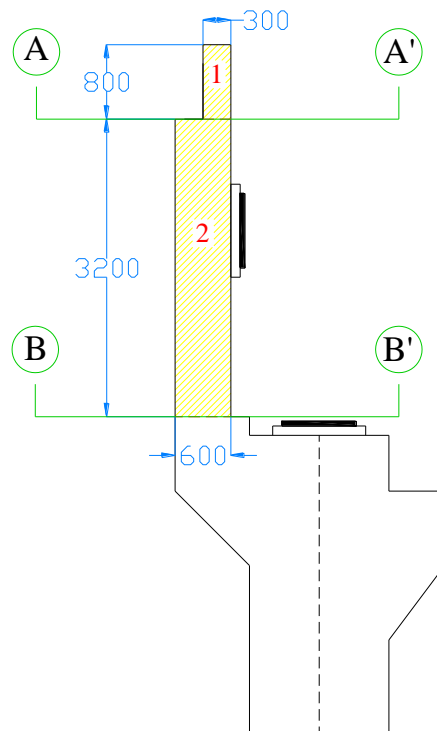
Jarak tulangan yang diperlukan:

$$S = \frac{A_{\Phi} \times b}{A_s \text{ susut}} = \frac{283,53 \times 1500}{2700} = 157,5 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D19 – 150 mm.

#### 5.2.4 Perencanaan *Back Wall Abutment*

Perencanaan *back wall abutment* terdiri dari 2 bagian yaitu *back wall* atas (*section 1/potongan A-A'*) dan *back wall* bawah (*section 2/potongan B-B'*). Untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada gambar 5.49 penampang *back wall* di bawah ini:



Gambar 5.49 Penampang *Back Wall Abutment* (arsiran kuning)

##### a. Ketentuan Umum

Ketentuan-ketentuan umum dalam perencanaan *back wall* terdiri dari:

##### 1) Data teknis *back wall*

$$\text{Lebar } \textit{back wall} \text{ atas, } b_1 = 0,3 \text{ m}$$

Tinggi *back wall* atas,  $h_1 = 0,8$  m  
 Lebar *back wall* bawah,  $b_2 = 0,6$  m  
 Tinggi *back wall* bawah,  $h_2 = 3,2$  m  
 Panjang *back wall*,  $B_y = 20$  m

2) Mutu bahan dan material

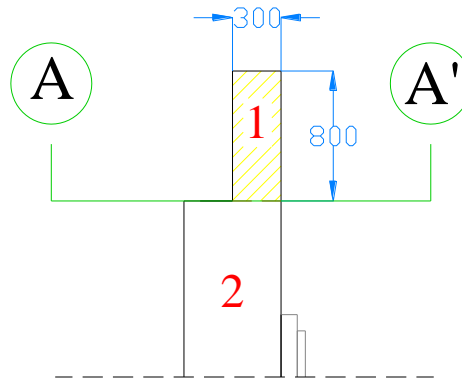
Berat beton,  $W = 25,5$  kN/m<sup>3</sup>

Mutu beton,  $f'_c = 30$  MPa

Mutu baja,  $f_y = 400$  MPa

b. Pembebanan *Back Wall* Atas *Abutment*

Bagian yang menunjukkan *back wall* atas seperti terlihat pada gambar 5.50 di bawah ini:



Gambar 5.50 Penampang *Back Wall* Atas *Abutment* (arsiran kuning)

1) Berat sendiri *back wall* atas

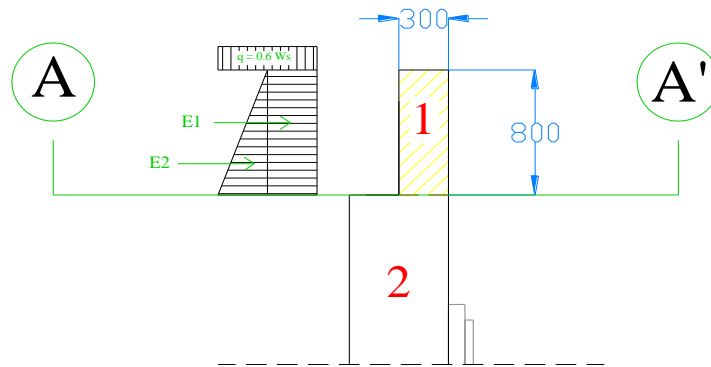
Besarnya gaya aksial akibat berat sendiri dapat dilihat pada sajian tabel 5.60 di bawah ini:

Tabel 5.60 Berat Sendiri *Back Wall* Atas

No	Parameter				Berat jenis (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
	b (m)	h (m)	$B_y$ (m)	Shape		
1	0,3	0,8	20	1	25,5	122,4
PMS						122,4

2) Beban mati akibat tekanan tanah horizontal

Reaksi horizontal yang mempengaruhi terjadinya guling adalah tekanan tanah aktif. Besarnya tekanan tanah aktif yang bekerja pada *back wall* dapat dilihat pada gambar 5.51 di bawah ini dan dapat dihitung sebagai berikut:



Gambar 5.51 Tekanan Tanah Aktif pada *Back Wall* Atas

Tinggi *back wall* atas,  $h_1 = 0,8 \text{ m}$

Panjang *back wall*,  $B_y = 20 \text{ m}$

Sudut gesek;  $\Phi = 30^\circ$

Berat volume;  $W_s = 20 \text{ kN/m}^3$

Koef tekanan tanah aktif ( $K_a = \tan^2 (45 - \frac{\Phi}{2})$ )

$(K_a) = \tan^2 (45 - \frac{30}{2}) = 0,333$

$q = 0,6 \times W_s = 0,6 \times 20 = 12 \text{ kN/m}^3$

Tabel 5.61 Beban Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif

No	Tekanan tanah	E (kN)	Lengan	Y (m)	Momen (kN.m)
1	$E1 = q \cdot h_1 \cdot K_a \cdot B_y$	64	$h_1/2$	0,4	25,6
2	$E2 = \frac{1}{2} \cdot h_1^2 \cdot W_s \cdot K_a \cdot B_y$	42,67	$h_1/3$	0,27	11,38
HTA		106,67	MTA		36,98

3) Gaya dan momen akibat gempa

Besar beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri dari berat sendiri

struktur jembatan, beban mati, dan beban hidup yang bekerja. Ketentuan-ketentuan dalam perhitungan gaya gempa pada *back wall abutment* antara lain:

Beban gempa akibat berat sendiri,  $W_T = 122,4 \text{ kN}$

Koef gempa horizontal,  $K_h = 0,14$  (lihat  $K_h$  pada *breast wall*)

Faktor kepentingan,  $I = 1$  (lihat  $I$  pada *breast wall*)

Gaya gempa,  $T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T$

Tabel 5.62 Gaya dan Momen Gempa pada *Back Wall* Atas

No	$W_T$ (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Lengan $\frac{1}{2} \cdot h_1$ (m)	Momen (kN.m)
1	122,4	17,13	0,4	6,85
	$T_{EQ}$	17,13	$M_{EQ}$	6,85

4) Gaya dan momen akibat rem

Gaya rem diambil dari pembebanan struktur atas,  $T_B = 500 \text{ kN}$

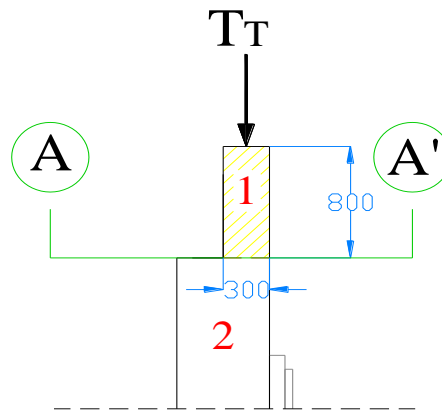
Lengan terhadap *back wall*,  $h_1 = 0,8 \text{ m}$

Momen akibat gaya rem,  $M_{TB} = T_B \times h_1$

$$= 500 \times 0,8$$

$$= 400 \text{ kN.m}$$

5) Beban Truk ( $T_T$ )



Gambar 5.52 Beban Truk pada *Back Wall* Atas

Beban truk,  $T = 100 \text{ kN}$ ,  $DLA = 0,3$

$$T_{TT} = (1 + DLA) \cdot T$$

$$\begin{aligned} \text{Beban akibat truk, } T_{TT} &= (1 + 0,3) \cdot 100 \\ &= 130 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap } \textit{back wall} = \frac{b_1}{2} = \frac{0,3}{2} = 0,15 \text{ m}$$

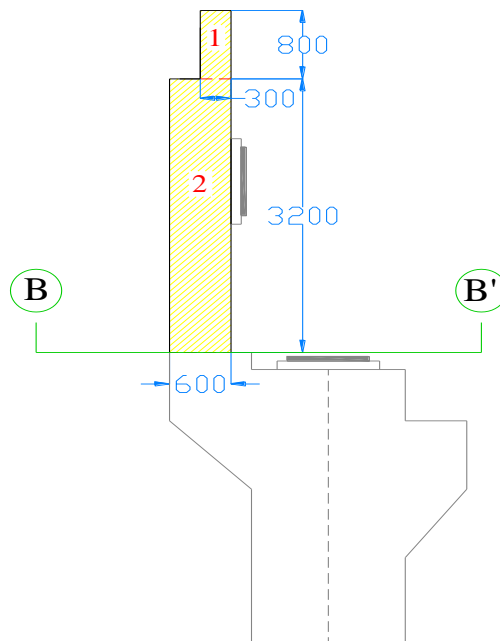
$$\text{Momen akibat beban truk, } M_{TD} = 130 \cdot 0,15 = 19,5 \text{ kN.m}$$

Tabel 5.63 Kombinasi Beban *Ultimate* pada *Back Wall* Atas

No	Jenis beban	Faktor beban	Aksial (kN)	Horizontal (kN)	Momen (kN.m)
1	Berat sendiri (MS)	1,3	159,12		
2	Tekanan tanah (TA)	1,25		133,33	46,22
3	Beban gempa (EQ)	1		17,136	6,8544
4	Beban rem (TB)	2		1000	800
5	Beban hidup (TT)	2	260		39
JUMLAH			419,12	1150,47	892,1

c. Pembebanan *Back Wall* Bawah

Bagian yang menunjukkan *back wall* bawah seperti terlihat pada gambar 5.53 di bawah ini:



Gambar 5.53 Penampang *Back Wall* Bawah *Abutment* (arsiran kuning)

1) Berat sendiri *back wall* bawah

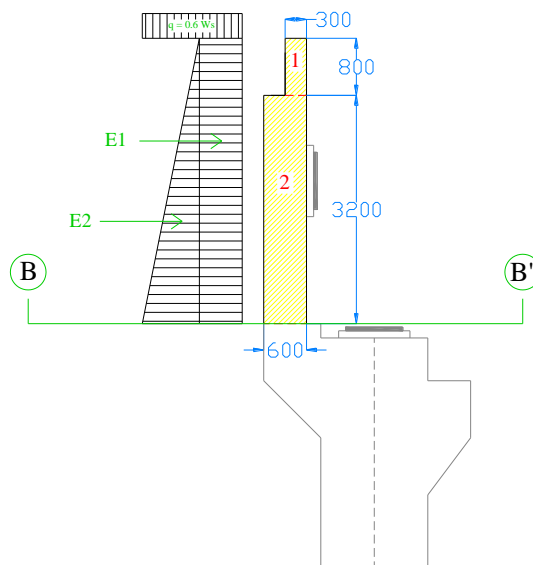
Besarnya gaya aksial akibat berat sendiri dapat dilihat pada sajian tabel 5.64 di bawah ini:

Tabel 5.64 Berat Sendiri *Back Wall* Bawah

No	Parameter				Berat jenis (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
	b (m)	h (m)	By (m)	Shape		
1	0,3	0,8	20	1	25,5	122,4
2	0,6	3,2	20	1	25,5	979,2
PMS						1101,6

2) Beban mati akibat tekanan tanah horizontal

Reaksi horizontal yang mempengaruhi terjadinya guling adalah tekanan tanah aktif. Besarnya tekanan tanah aktif yang bekerja pada *back wall* dapat dilihat pada gambar 5.54 di bawah ini dan dapat dihitung sebagai berikut:



Gambar 5.54 Tekanan Tanah pada *Back Wall* Bawah

Tinggi *back wall* bawah,  $h_1 + h_2 = 4$  m

Panjang *back wall*,  $B_y = 20$  m

Sudut gesek;  $\Phi = 30,5^\circ$

Berat volume;  $W_s = 20$  kN/m<sup>3</sup>



$$\text{Koef. tekanan tanah aktif (Ka)} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$(\text{Ka}) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$$

$$q = 0,6 \times W_s = 0,6 \times 20 = 12 \text{ kN/m}^3$$

Tabel 5.65 Beban Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif

No	Tekanan tanah	E (kN)	Lengan	Y (m)	Momen (kN.m)
1	$E1 = q \cdot h_1 \cdot Ka \cdot By$	320	H/2	2	640
2	$E2 = \frac{1}{2} \cdot h_1^2 \cdot W_s \cdot Ka \cdot By$	1066,67	H/3	1,33	1422,22
HTA		1386,67		MTA	2062,22

### 3) Gaya dan momen akibat gempa

Besar beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri dari berat sendiri struktur jembatan, beban mati, dan beban hidup yang bekerja. Ketentuan-ketentuan dalam perhitungan gaya gempa pada *back wall abutment* antara lain:

Beban gempa akibat berat sendiri,  $W_T = 1101,6 \text{ kN}$

Koef. gempa horizontal,  $K_h = 0,14$  (lihat  $K_h$  pada *breast wall*)

Faktor kepentingan,  $I = 1$  (lihat  $I$  pada *breast wall*)

Gaya gempa,  $T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_T$

Tabel 5.66 Gaya dan Momen Gempa pada *Back Wall* Bawah

No	$W_T$ (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)
1	122,4	17,13	3,6	61,7
2	979,2	137,1	1,6	219,3
	$T_{EQ}$	154,22	$M_{EQ}$	281,03

### 4) Gaya dan momen akibat rem

Gaya rem diambil dari pembebanan struktur atas,  $T_B = 500 \text{ kN}$

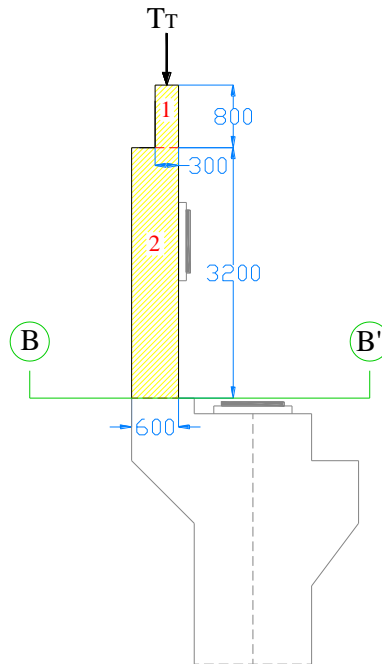
Lengan terhadap *back wall*,  $H = 4 \text{ m}$

Momen akibat gaya rem,  $M_{TB} = T_B \times h_1$

$$= 500 \times 4$$

$$= 2000 \text{ kN.m}$$

5) Beban Truk ( $T_T$ )



Gambar 5.55 Beban Truk pada *Back Wall* Bawah

Beban truk,  $T = 100 \text{ kN}$ ,  $DLA = 0,3$

$$T_{TT} = (1 + DLA) \cdot T$$

$$\begin{aligned} \text{Beban akibat truk, } T_{TT} &= (1 + 0,3) \cdot 100 \\ &= 130 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap back wall} = \frac{b_2}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Momen akibat beban truk, } M_{TD} = 130 \cdot 0,3 = 39 \text{ kN.m}$$

Tabel 5.67 Kombinasi Beban *Ultimate* pada *Back Wall* Bawah

No	Jenis beban	Faktor beban	Aksial (kN)	Horizontal (kN)	Momen (kN.m)
1	Berat sendiri (MS)	1,3	1432,08		
2	Tekanan tanah (TA)	1,25		1733,333	2577,778
3	Beban gempa (EQ)	1		154,224	281,0304
4	Beban rem (TB)	2		1000	4000
5	Beban hidup (TT)	2	260		78
JUMLAH			1692,08	2887,56	6936,81

d. Perencanaan Tulangan *Back Wall* Atas

1) Perencanaan tulangan lentur

Momen rencana, $M_u$	= 892,1 kN.m
Panjang <i>back wall</i> , $B_y$	= 20 m = 20000 mm
Lebar <i>back wall</i> ditinjau per 1 m, $b$	= 1000 mm
$M_u$ ditinjau per 1 m	= $\frac{M_u}{B_y} = \frac{892,1}{20} = 44,6$ kN.m
Tinggi <i>back wall</i> atas, $h_1$	= 0,8 m = 800 mm
Tebal penutup beton, $p_b$	= 40 mm
Diameter tulangan pokok, $D$	= 25 mm
Jarak tulangan ke sisi luar beton, $d'$	= $p_b + (0,5 D)$ = $40 + (0,5 \cdot 25)$ = 52,5 mm
Tinggi efektif <i>back wall</i> atas, $d$	= $h_1 - d' = 747,5$ mm
Faktor reduksi lentur, $\Phi$	= 0,8
Faktor reduksi geser, $\Phi$	= 0,6
Mutu beton, $f'_c$	= 30 MPa
Mutu baja, $f_y$	= 400 MPa
Faktor bentuk distribusi teg beton $\beta_1$	= 0,85 karena $f'_c \leq 30$ MPa

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'_c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{44,6 \times 10^6}{0,8} \\ &= 55754788,9 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{55754788,9}{1000 \times 747,5^2} \\ &= 0,099 \end{aligned}$$

$R_n < R_{max} \rightarrow \text{Ok.}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,099}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,00025$$

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

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 747,5 \\ &= 2616,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 25 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, S} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{2616,25} = 187,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 180 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D25 – 180

## 2) Perencanaan tulangan geser

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser rencana, Vu} &= 1150,47 \text{ kN} \\ &= 1150469 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang back wall, By} = 20 \text{ m} = 20000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser, } \Phi = 0,6$$

Tinggi efektif *back wall* atas,  $d = h_1 - d' = 747,5 \text{ mm}$

Diameter tulangan sengkang,  $D$  sengkang = 13 mm

Mutu beton,  $f'c = 30 \text{ MPa}$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times B_y \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 20000 \times 747,5$$
$$= 13647420,4 \text{ N}$$

$$V_c \times \Phi = 13647420,4 \times 0,6 = 8188452,235 \text{ N}$$

$V_c \times \Phi > V_u$ , maka hanya diperlukan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan geser = D13 – 300.

### 3) Perencanaan tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 50% dari tulangan pokok,

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 2616,25 = 1308,125 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 13 \text{ mm}$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s'}$$
$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 1000}{1308,125} = 101,5 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 100 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D13 – 100

## e. Perencanaan Tulangan *Back Wall* Bawah

### 1) Perencanaan tulangan lentur

$$\text{Momen rencana, } M_u = 6936,81 \text{ kN.m}$$

$$\text{Panjang } \textit{back wall}, B_y = 20 \text{ m} = 20000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } \textit{back wall} \text{ ditinjau per } 1 \text{ m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Mu ditinjau per } 1 \text{ m} = \frac{M_u}{B_y} = \frac{6936,81}{20} = 346,84 \text{ kN.m}$$

$$\text{Tinggi } \textit{back wall} \text{ bawah, } h_1 = 3,2 \text{ m} = 3200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal penutup beton, } p_b = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok, } D = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan ke sisi luar beton, } d' = p_b + (0,5 D)$$
$$= 40 + (0,5 \cdot 32)$$
$$= 56 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } \textit{back wall} \text{ bawah, } d = 3144 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi lentur, } \Phi = 0,8$$

Faktor reduksi geser,  $\Phi$  = 0,6  
 Mutu beton,  $f'c$  = 30 MPa  
 Mutu baja,  $f_y$  = 400 MPa  
 Faktor bentuk distribusi teg beton  $\beta_1$  = 0,85 karena  $f'c \leq 30$  MPa

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{346,84 \times 10^6}{0,8}$$

$$= 433550511 \text{ N.mm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen (Rn)} = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{433550511}{1000 \times 3144^2}$$

$$= 0,044$$

$R_n < R_{max} \rightarrow \text{Ok.}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,044}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,00011$$

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

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 3144 \\ &= 11004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  32 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{11004} = 73,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ pakai} = 70 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 70

## 2) Perencanaan tulangan geser

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser rencana, } V_u &= 2887,56 \text{ kN} \\ &= 2887557 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang } \textit{back wall}, B_y = 20 \text{ m} = 20000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser, } \Phi = 0,6$$

$$\text{Tinggi efektif } \textit{back wall} \text{ bawah, } d = h_1 - d' = 3144 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang, } D \text{ sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times B_y \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 20000 \times 3144 \\ &= 57401324 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c \times \Phi = 57401324 \times 0,6 = 34440794,42 \text{ N}$$

$V_c \times \Phi > V_u$ , maka hanya diperlukan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan geser = D13 – 300

## 3) Perencanaan tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 50% dari tulangan pokok,

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 11004 = 5502 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  20 mm

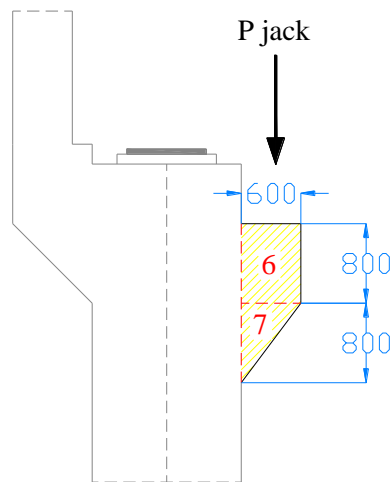
$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s'} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 20^2 \times 1000}{5502} = 57,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

S pakai = 50 mm

Maka tulangan yang digunakan = D20 – 50

### 5.2.5 Perencanaan *Corbel Abutment*

Pada saat penggantian *bearing pad (elastomer)*, *corbel* direncanakan mampu menahan *jacking force* yang terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu lintas. Bentuk penampang *corbel* dapat dilihat pada gambar 5.56 di bawah ini:



Gambar 5.56 Penampang *Corbel Abutment* (arsiran kuning)

#### a. Ketentuan Umum

Ketentuan-ketentuan umum dalam perencanaan *corbel* terdiri dari:

##### 1) Data teknis *corbel*

Lebar *corbel*,  $b$  = 0,6 m

Tinggi *corbel* 6,  $h_6$  = 0,8 m

Tinggi *corbel* 7,  $h_7$  = 0,8 m

Panjang *corbel*,  $B_y$  = 20 m

##### 2) Mutu bahan dan material

Berat beton,  $W$  = 25,5 kN/m<sup>3</sup>

Mutu beton,  $f'_c$  = 30 MPa

Mutu baja,  $f_y$  = 400 MPa

#### b. Pembebanan *Corbel Abutment*

##### 1) Gaya dan momen akibat berat sendiri



Besarnya gaya dan momen akibat berat sendiri dapat dilihat pada sajian tabel 5.68 di bawah ini:

Tabel 5.68 Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri

No	Parameter				W (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)
	b (m)	h (m)	By (m)	Shape				
6	0,6	0,8	20	1	25,5	244,8	0,3	73,44
7	0,6	0,8	20	0,5	25,5	122,4	0,2	24,48
P <sub>MS</sub>						367,2	M <sub>MS</sub>	97,92

2) Gaya dan momen akibat beban hidup

Beban hidup + DLA ( $T_D$ ) = 3553,75 kN (lihat pada pembebanan struktur atas *abutment*)

$$\text{Lengan} = \frac{b}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = T_D \times \text{lengan} = 3553,75 \times 0,3 = 1066,125 \text{ kN.m}$$

3) Gaya dan momen akibat beban mati tambahan

Beban mati tambahan (MA) = 4623 kN (lihat pada pembebanan struktur atas *abutment*)

$$\text{Lengan} = \frac{b}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = MA \times \text{lengan} = 4623 \times 0,3 = 1278,9 \text{ kN.m}$$

Tabel 5.69 Gaya dan Momen pada *Corbel*

No	Jenis Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	Berat sendiri struktur bawah (MS)	367,2	97,92
2	Berat sendiri struktur atas (MS)	64328,04	19298,412
3	Beban mati tambahan (MA)	4263	1278,9
4	Beban lajur D (TD)	3553,75	1066,125

Tabel 5.70 Gaya dan Momen *Ultimate* pada *Corbel*

No	Jenis Beban	Faktor Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	Berat sendiri struktur bawah (MS)	1,3	477,36	127,2
	Berat sendiri struktur atas (MS)	1,3	83626,45	25087,9
2	Beban mati tambahan (MA)	2	8526	2557,8
3	Beban lajur D (TD)	2	7107,5	2132,2
JUMLAH			99737,312	29905,3

c. Perencanaan Tulangan *Corbel*

1) Tulangan lentur

$$\text{Momen rencana, } Mu = 29905,281 \text{ kN.m}$$

$$\text{Panjang } corbel, By = 20 \text{ m} = 20000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } corbel \text{ ditinjau per 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Mu ditinjau per 1 m} = \frac{Mu}{By} = \frac{29905,281}{20} = 1495,264 \text{ kN.m}$$

$$\text{Tinggi } corbel \text{ total, } h_{tot} = 1,6 \text{ m} = 1600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal penutup beton, } pb = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok, } D = 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang, } D_{seng.} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan ke sisi luar beton, } d' &= pb + D_{seng.} + (0,5 D) \\ &= 40 + 25 + (0,5 \cdot 32) \\ &= 81 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi efektif corbel, } d = h_{tot} - d' = 1519 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi lentur, } \Phi = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi geser, } \Phi = 0,6$$

$$\text{Mutu beton, } f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } fy = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi teg beton } \beta_1 = 0,85 \text{ karena } f'c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325 \end{aligned}$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times fy \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times fy}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{1495,264 \times 10^6}{0,8} \\ &= 1869080100 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{1869080100}{1000 \times 1519^2} \\ &= 0,93 \end{aligned}$$

$Rn < R_{max} \rightarrow \text{Ok.}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,93}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0024$$

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

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 1519 \\ &= 5316,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 32 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{5316,5} = 151,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 150

## 2) Perencanaan tulangan geser

$$\text{Gaya geser rencana, } V_u = 99737,312 \text{ kN} = 99737312 \text{ N}$$

$$\text{Panjang corbel, } B_y = 20 \text{ m} = 20000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser, } \phi = 0,6$$

$$\text{Tinggi efektif corbel, } d = h_{\text{tot}} - d' = 1519 \text{ mm}$$

Diameter tulangan sengkang, D = 25 mm

Mutu beton,  $f^c$  = 30 MPa

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f^c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 1519 = 27733018,8 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,

$$V_c \cdot \Phi = 27733018,8 \cdot 0,6$$

$$= 16639811,3 \text{ N} < V_u = 99737312 \text{ N}$$

maka diperlukan tulangan geser,

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{99737312}{0,6} - 27733018,8$$

$$= 138495834,5 \text{ kN}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  25 mm

Dipakai sengkang 3 kaki

$$\text{Jarak tulangan perlu, } S = \frac{\text{jml kaki} \cdot A_d \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{3 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 400 \times 1519}{138495834,5} = 64,6 \text{ mm}$$

S pakai = 60 mm

Maka tulangan yang digunakan = D25 – 60

### 3) Perencanaan tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 50% dari tulangan pokok,

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 5316,5 = 2658,25 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  19 mm

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s'}$$

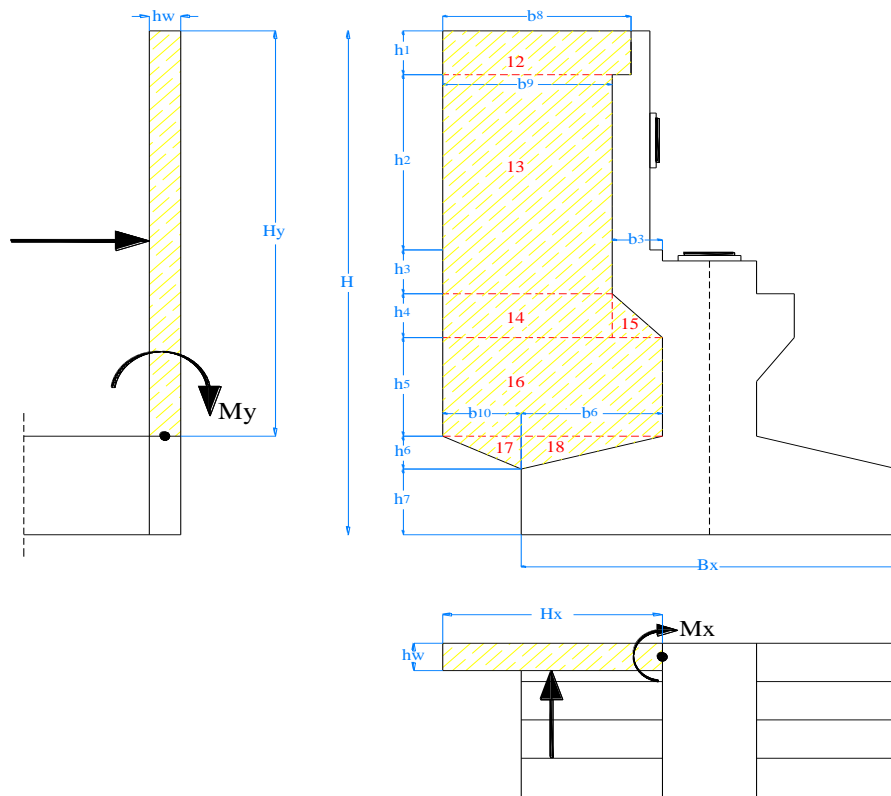
$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 19^2 \times 1000}{2658,25} = 106,7 \text{ mm}$$

S pakai = 100 mm

Maka tulangan yang digunakan = D19 – 100

## 5.2.6 Perencanaan *Wing Wall Abutment*

Pada perencanaan *wing wall abutment* ini reaksinya dipengaruhi oleh tekanan tanah aktif. Penampang *wing wall abutment* dapat dilihat pada gambar 5.57 di bawah ini:



Gambar 5.57 Penampang *Wing Wall Abutment* (arsiran kuning)

a. Ketentuan Umum

Ketentuan-ketentuan umum dalam perencanaan *wing wall* terdiri dari:

1) Data teknis *wing wall*

Tinggi *wing wall*,  $H_y = 7,4$  m

Panjang *wing wall*,  $H_x = 3,5$  m

Tebal *wing wall*,  $h_w = 0,5$  m

Tabel 5.71 Dimensi dan Luas Bagian-Bagian *Wing Wall*

No. sec	Parameter			Luas (m <sup>2</sup> )
	b (m)	h (m)	shape	
12	3	0,8	1	2,4
13	2,7	4	1	10,8
14	2,7	0,8	1	2,16
15	0,8	0,8	0,5	0,32
16	3,5	1,8	1	6,3
17	1,25	0,6	0,5	0,375
18	2,25	0,6	0,5	0,675
JUMLAH				23,03

2) Mutu bahan dan material

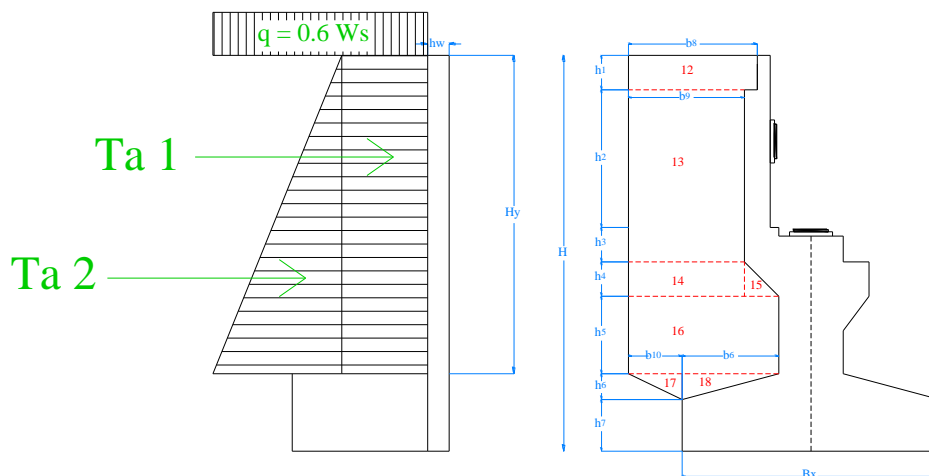
Berat beton,  $W = 25,5 \text{ kN/m}^3$

Mutu beton,  $f'c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja,  $f_y = 400 \text{ MPa}$

b. Pembebanan *Wing Wall Abutment*

Pembebanan pada *wing wall abutment* dipengaruhi oleh tekanan tanah aktif di sekitarnya yaitu sebesar  $Ta_1$  dan  $Ta_2$  seperti yang diperlihatkan dalam gambar 5.58 di bawah ini:



Gambar 5.58 Tekanan Tanah Aktif pada *Wing Wall*

Ketentuan-ketentuan untuk menghitung besarnya beban mati horizontal akibat tekanan tanah aktif antara lain:

Tinggi *wing wall*,  $H_y = 7,4 \text{ m}$

Panjang *wing wall*,  $H_x = 3,5 \text{ m}$

Sudut gesek;  $\Phi = 30^\circ$

Berat volume;  $W_s = 20 \text{ kN/m}^3$

Koef. tekanan tanah aktif ( $K_a$ ) =  $\tan^2 \left( 45 - \frac{\Phi}{2} \right)$

$(K_a) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,333$

$q = 0,6 \times W_s = 0,6 \times 20 = 12 \text{ kN/m}^3$

Tabel 5.72 Beban Horizontal Akibat Tekanan Tanah Aktif

No	Tekanan tanah	TA (kN)	Lengan (m)		Momen (kN.m)	
			Hy	Hx	My	Mx
1	$Ta1 = q \cdot Ka \cdot Hy \cdot Hx$	103,6	3,7	1,75	383,32	181,3
2	$Ta2 = 1/2 \cdot Hy^2 \cdot Ws \cdot Ka \cdot Hx$	638,86	2,467	1,75	1575,87	1118,02
HTA		742,47	MTA		1959,2	1299,32

Faktor beban *ultimate* = 1,25

Momen *ultimate* arah Y,  $Muy = My \times \text{faktor beban}$

= 1959,2 x 1,25

= 2448,99 kN.m

Momen *ultimate* arah X,  $Mux = Mx \times \text{faktor beban}$

= 1299,32 x 1,25

= 1624,14 kN.m

c. Perencanaan Tulangan *Wing Wall*

Perencanaan tulangan *wing wall* ditinjau dari dua arah yaitu arah vertikal dan arah horizontal.

1) Tinjauan *wing wall* arah vertikal (Y)

Momen rencana,  $Muy = 2448,99 \text{ kN.m}$

Panjang *wing wall*,  $Hx = 3,5 \text{ m} = 3500 \text{ mm}$

Panjang *wing wall* ditinjau per 1 m,  $b = 1000 \text{ mm}$

$Muy$  ditinjau per 1 m =  $\frac{Mu}{Hx} = \frac{2448,99}{3,5} = 699,71 \text{ kN.m}$

Tebal *wing wall*,  $hw = 0,5 \text{ m} = 500 \text{ mm}$

Tebal penutup beton,  $pb = 40 \text{ mm}$

Diameter tulangan pokok,  $D = 22 \text{ mm}$

Jarak tulangan ke sisi luar beton,  $d' = pb + (0,5 D)$   
 =  $40 + (0,5 \cdot 22)$   
 =  $51 \text{ mm}$

Tebal efektif *wing wall*,  $d = hw - d' = 449 \text{ mm}$

Faktor reduksi lentur,  $\Phi = 0,8$

Mutu beton,  $f'c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja,  $fy = 400 \text{ MPa}$

Faktor bentuk distribusi teg beton  $\beta_1 = 0,85$  karena  $f'c \leq 30 \text{ MPa}$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{699,71 \times 10^6}{0,8}$$

$$= 874638888,9 \text{ N.mm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen (Rn)} = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{874638888,9}{1000 \times 449^2}$$

$$= 4,34$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow \text{Ok.}$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 4,34}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,012$$

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

$$\rho_{pakai} = 0,012$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,012 \times 1000 \times 449$$



$$= 5374,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 22 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 22^2 \times 1000}{5374,5} = 70,73 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S \text{ pakai} = 70 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D22 – 70

Tulangan susut:

Tebal *wing wall*,  $h_w = 0,5 \text{ m} = 500 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_s \text{ susut} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 500 \\ &= 900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan diameter 16 mm,

$$A_{\Phi} \text{ tul susut } (A_d) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = \frac{A_{\Phi} \times b}{A_s \text{ susut}} = \frac{201,062 \times 1000}{900} = 223,402 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16 – 220 mm

## 2) Tinjauan *wing wall* arah horizontal (X)

$$\text{Momen rencana, } M_{ux} = 1624,14 \text{ kN.m}$$

$$\text{Panjang } \textit{wing wall}, H_x = 3,5 \text{ m} = 3500 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang } \textit{wing wall} \text{ ditinjau per } 1 \text{ m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Muy ditinjau per } 1 \text{ m} = \frac{M_u}{H_x} = \frac{1624,14}{3,5} = 464,04 \text{ kN.m}$$

$$\text{Tebal } \textit{wing wall}, h_w = 0,5 \text{ m} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal penutup beton, } p_b = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok, } D = 22 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan ke sisi luar beton, } d' &= p_b + D + (1,5 D) \\ &= 40 + 22 + (1,5 \cdot 22) \\ &= 73 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal efektif } \textit{wing wall}, d = h_w - d' = 427 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi lentur, } \Phi = 0,8$$

$$\text{Mutu beton, } f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi teg beton } \beta_1 = 0,85 \text{ karena } f'c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{464,04 \times 10^6}{0,8}$$

$$= 580052083,3 \text{ N.mm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen (Rn)} = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{580052083,3}{1000 \times 427^2}$$

$$= 3,18$$

$$R_n < R_{max} \rightarrow \text{Ok.}$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 3,18}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0085$$

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

$$\rho_{pakai} = 0,0085$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0085 \times 1000 \times 427 \\
 &= 3639,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\varnothing$  22 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \varnothing^2 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 22^2 \times 1000}{3639,4} = 104,45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

S pakai = 100 mm

Maka tulangan yang digunakan = D22 – 100

Tulangan susut:

Tebal *wing wall*,  $h_w = 0,5 \text{ m} = 500 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ susut} &= 0,0018 \times b \times h \\
 &= 0,0018 \times 1000 \times 500 \\
 &= 900 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan diameter 16 mm,

$$A_{\varnothing} \text{ tul susut (Ad)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = \frac{A_{\varnothing} \times b}{A_s \text{ susut}} = \frac{201,062 \times 1000}{900} = 223,402 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16 – 220 mm

### 5.2.7 Rekapitulasi Tulangan *Abutment*

Hasil perencanaan *abutment* jembatan secara lengkap disajikan dalam tabel 5.73 berikut ini:

Tabel 5.73 Rekapitulasi Tulangan *Abutment*

No	Struktur Utama <i>Abutment</i>	Jenis Tulangan					
		Pokok		Geser		Bagi	
		Diameter (mm)	Jarak (mm)	Diameter (mm)	Jarak (mm)	Diameter (mm)	Jarak (mm)
1	<i>Back wall</i> atas	25	180	13	300	13	100
2	<i>Back wall</i> bawah	32	70	13	300	20	50
3	<i>Corbel</i>	32	150	25	60	19	100
4	<i>Breast wall</i> arah X	6 D40		32	40	19	100
5	<i>Breast wall</i> arah Y	6 D40		32	70	19	150

Lanjutan Tabel 5.73 Rekapitulasi Tulangan *Abutment*

6	<i>Pile cap</i> arah X	32	110	25	80	16	140
7	<i>Pile cap</i> arah Y	32	220	25	80	16	270
8	<i>Wing wall</i> vertikal	22	70	-	-	16	220
9	<i>Wing wall</i> horizontal	22	100	-	-	16	220

### 5.2.8 Perencanaan Fondasi *Bore Pile* pada *Abutment*

a. Data Tiang Bor

Jumlah baris tiang bor,  $n_b$  = 8

Jumlah tiang bor dalam satu baris,  $n_t$  = 3

Jarak antar tiang bor dalam satu baris,  $x_t$  = 1,5 m

Jarak antar baris tiang bor,  $x_b$  = 1,57 m

Diameter tiang bor,  $D$  = 1 m

Panjang efektif tiang bor,  $L$  = 46 m

Ukuran *pile cap*:

Lebar arah x,  $B_x$  = 7 m

Lebar arah y,  $B_y$  = 20 m

Mutu bahan dan material:

Berat beton,  $W$  = 25,5 kN/m<sup>3</sup>

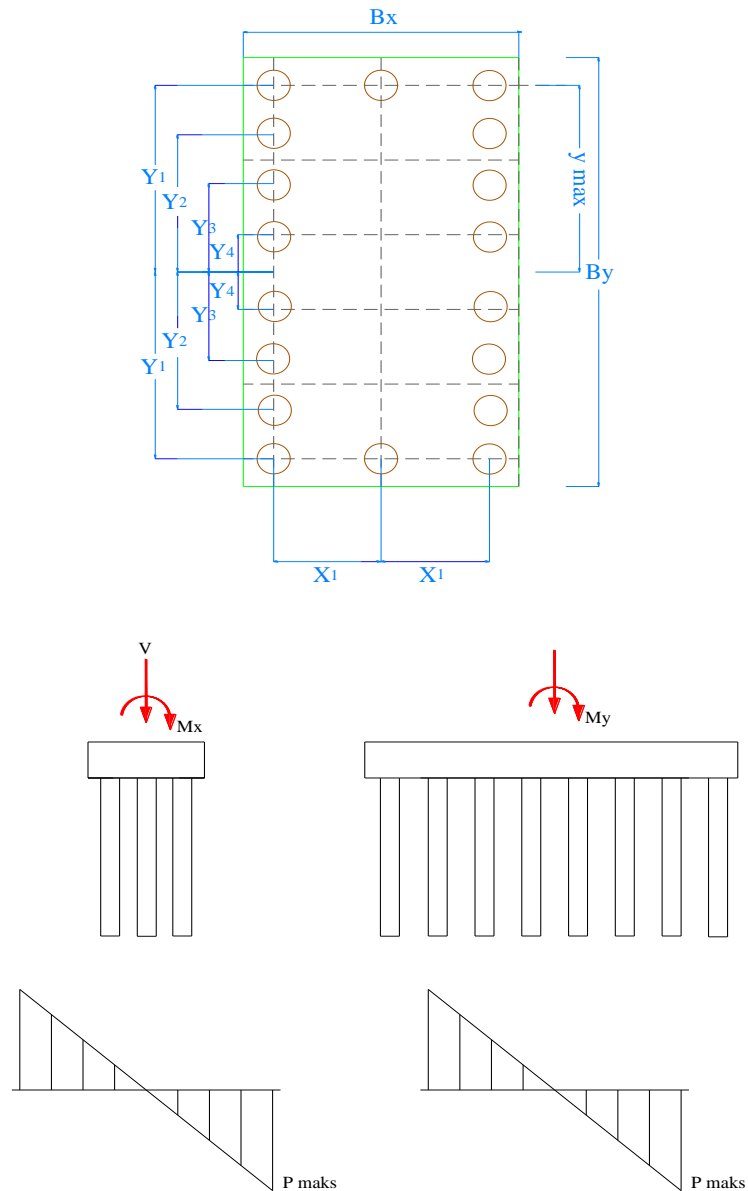
Mutu beton,  $f'_c$  = 30 MPa

Mutu baja,  $f_y$  = 400 MPa

Tabel 5.74 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan pada *Abutment*

No	Kombinasi	Vertikal P (kN)	Horizontal		Momen	
			Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
1	Kombinasi 1	72774,79	6378,67	0	20689,78	0
2	Kombinasi 2	73198,15	6878,67	481,57	25339,78	3659,95
3	Kombinasi 3	72568,15	19225,05	481,57	88306,35	3659,95
4	Kombinasi 4	73198,15	19225,05	481,57	88306,35	3659,95
5	Kombinasi 5	68591,04	11105,40	11105,4	90268,01	90268,01

Denah fondasi tiang bor dapat dilihat seperti pada gambar 5.59 di bawah ini:



Gambar 5.59 Denah fondasi tiang bor

b. Gaya yang Diterima Tiang bor

Jumlah *bore pile*,  $n = 24$  buah

$X_{max} = 2,5$  m

$$X_1 = 2,5 \text{ m}, \quad B_y \cdot X_1^2 = 20 \cdot 2,5^2 = 125 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah } (\Sigma B_y \cdot X^2) = 125 \text{ m}^2$$

$Y_{max} = 7,4$  m

$$Y_1 = 9 \text{ m}, \quad B_x \cdot Y_1^2 = 20 \cdot 9^2 = 567 \text{ m}^2$$

$$Y_2 = 6,43 \text{ m}, \quad B_x \cdot Y_2^2 = 20 \cdot 6,43^2 = 289,29 \text{ m}^2$$

$$Y_3 = 3,86 \text{ m}, \quad Bx \cdot Y_3^2 = 20 \cdot 3,86^2 = 104,14 \text{ m}^2$$

$$Y_4 = 1,29 \text{ M}, \quad Bx \cdot Y_4^2 = 20 \cdot 1,29^2 = 11,57 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah } (\Sigma Bx \cdot Y^2) = 972 \text{ m}^2$$

Untuk struktur fondasi yang menerima beban sentris dan momen, maka beban yang diterima oleh 1 tiang adalah:

$$P_{\text{maks}} = \frac{P}{n} \pm \frac{My \cdot X_{\text{maks}}}{\Sigma X^2} \pm \frac{Mx \cdot Y_{\text{maks}}}{\Sigma Y^2}$$

Perhitungan gaya aksial yang diterima satu tiang bor:

$$P = 72568,15 \text{ kN (kombinasi 3)}$$

$$My = 3659,95 \text{ kN.m (kombinasi 3)}$$

$$Mx = 88306,35 \text{ kN.m (kombinasi 3)}$$

$$P_{\text{maks}} = \frac{72568,15}{24} + \frac{3659,95}{125^2} + \frac{88306,35}{972^2} = 3037,84 \text{ kN}$$

$$P_{\text{maks}} = \frac{72568,15}{24} - \frac{3659,95}{125^2} - \frac{88306,35}{972^2} = 3009,51 \text{ kN}$$

Tabel 5.75 Gaya Aksial yang Diterima Tiang Bor

No	Kombinasi	P (kN)	Mx (kN)	My (kN)	P max (+) (kN)	P max (-) (kN)
1	Kombinasi 1	72774,79	20689,78	0	3035,59	3028,97
2	Kombinasi 2	73198,15	25339,78	3659,95	3054,01	3045,83
3	Kombinasi 3	72568,15	88306,35	3659,95	3037,84	3009,51
4	Kombinasi 4	73198,15	88306,35	3659,95	3064,09	3035,76

c. Kapasitas Dukung Tiang Bor Berdasarkan Hasil N-SPT

Kapasitas dukung tiang terdiri dari kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ).

1) Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Kapasitas dukung ujung tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut,

$$Q_p = A_p \cdot q_p$$

$$Q_p = \text{Kapasitas dukung ujung tiang (kN)}$$

$$A_p = \text{Luas penampang tiang bor}$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1^2 = 0,79 \text{ m}^2$$

$$q_p = \text{unit tahanan ujung tiang yang ditentukan dari nilai N-SPT.}$$

nilai N-SPT pada ujung tiang = 52, nilai  $q_p$  untuk lapisan tanah berpasir =  $623 \text{ t/m}^2 = 6107,89 \text{ kN/m}^2$ .

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \cdot q_p \\ &= 0,79 \cdot 6107,89 \\ &= 4797,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Kapasitas dukung selimut tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut,

$$\begin{aligned} Q_s &= \sum f_s \cdot A_s \\ Q_s &= \text{Kapasitas dukung selimut tiang (kN)} \\ A_s &= \text{Luas selimut tiang (m}^2\text{)} = \pi \cdot D \cdot t \\ f_s &= \text{Tahanan gesek dinding tiang (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

Untuk tanah berpasir nilai  $f_s$  pada tiang yang dicor di tempat =  $\frac{N}{2} (\leq 12)$ , dengan N adalah nilai N-SPT rata-rata pada tiap lapisan tanah (Sumber: Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa, 1988). Secara lengkap besarnya kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) dapat dilihat pada tabel 5.76 di bawah ini.

Tabel 5.76 Kapasitas Dukung Selimut Tiang pada Tiap Lapisan Tanah

Kedalaman (m)	Tebal (m)	Jenis tanah	N rata-rata	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$f_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$f_s$ pakai (t/m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (ton)
7,5-7,95	0,45	Lempung pasiran	12	1,41	6	6	8,48
9-9,45	0,45	Pasir	10	1,41	5	5	7,07
10,5-10,95	0,45	Pasir	19	1,41	10	10	13,43
12-12,45	0,45	Pasir	11	1,41	6	6	7,78
13,5-13,95	0,45	Pasir	16	1,41	8	8	11,31
15-15,45	0,45	Pasir	14	1,41	7	7	9,90
16,5-16,95	0,45	Pasir	20	1,41	10	10	14,14
18-18,45	0,45	Pasir	34	1,41	17	12	16,96
19,5-19,95	0,45	Pasir	24	1,41	12	12	16,96
21-21,45	0,45	Pasir vulkanik	27	1,41	14	12	16,96
22,5-22,95	0,45	Pasir vulkanik	29	1,41	15	12	16,96
24-24,45	0,45	Pasir vulkanik	27	1,41	14	12	16,96
25,5-25,95	0,45	Pasir vulkanik	25	1,41	13	12	16,96
27-27,45	0,45	Pasir vulkanik	22	1,41	11	11	15,55
28,5-28,95	0,45	Pasir vulkanik	22	1,41	11	11	15,55
30-30,45	0,45	Pasir vulkanik	29	1,41	15	12	16,96
31,5-31,95	0,45	Pasir vulkanik	38	1,41	19	12	16,96
33-33,45	0,45	Pasir vulkanik	51	1,41	26	12	16,96
34,5-34,95	0,45	Pasir vulkanik	52	1,41	26	12	16,96
Qs total							272,85

Maka didapatkan nilai kapasitas dukung selimut tiang,

$$Q_s = 272,85 \text{ ton} = 2675 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung *ultimate* ( $Q_u$ ) dinyatakan dengan rumus,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 4797,14 + 2675 = 7472,14 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung ijin ( $Q_a$ ) dinyatakan dengan rumus,

$$Q_a = \frac{Q_p}{SF} + \frac{Q_s}{SF} = \frac{4797,14}{3} + \frac{2675}{1,5} = 3382,38 \text{ kN}$$

Tabel 5.77 Kontrol Gaya pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Aksial

No	Kombinasi	P max (+) (kN)	P ijin/ $Q_a$ (kN)	Keterangan
1	Kombinasi 1	3035,59	3382,38	Aman
2	Kombinasi 2	3054,01	3382,38	Aman
3	Kombinasi 3	3037,84	3382,38	Aman
4	Kombinasi 4	3064,09	3382,38	Aman

Tabel 5.77 di atas menunjukkan daya dukung ijin aksial jauh lebih besar dari gaya aksial yang diterima tiang bor sehingga sangat aman, hal ini dibuat untuk menghasilkan keamanan juga terhadap daya dukung lateral seperti ditunjukkan di bawah ini.

Perhitungan gaya lateral pada tiang bor,

$$\Sigma H = 6378,67 \text{ kN (kombinasi 1)}$$

$$H_{\text{maks}} = \frac{\Sigma H}{n} = \frac{6378,67}{24} = 265,78 \text{ kN}$$

Tabel 5.78 Gaya Lateral yang Diterima Satu Tiang Bor

No	Kombinasi	$H_x$ (kN)	$H_{\text{maks}}$ (kN)
1	Kombinasi 1	6378,67	265,78
2	Kombinasi 2	6878,67	286,61
3	Kombinasi 3	19225,05	801,04
4	Kombinasi 4	19225,05	801,04



d. Daya Dukung Lateral Ijin Tiang Bor

Tebal *pile cap*,  $L_a = h_4 = 1,8 \text{ m}$

Lebar arah y,  $B_y = 20 \text{ m}$

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

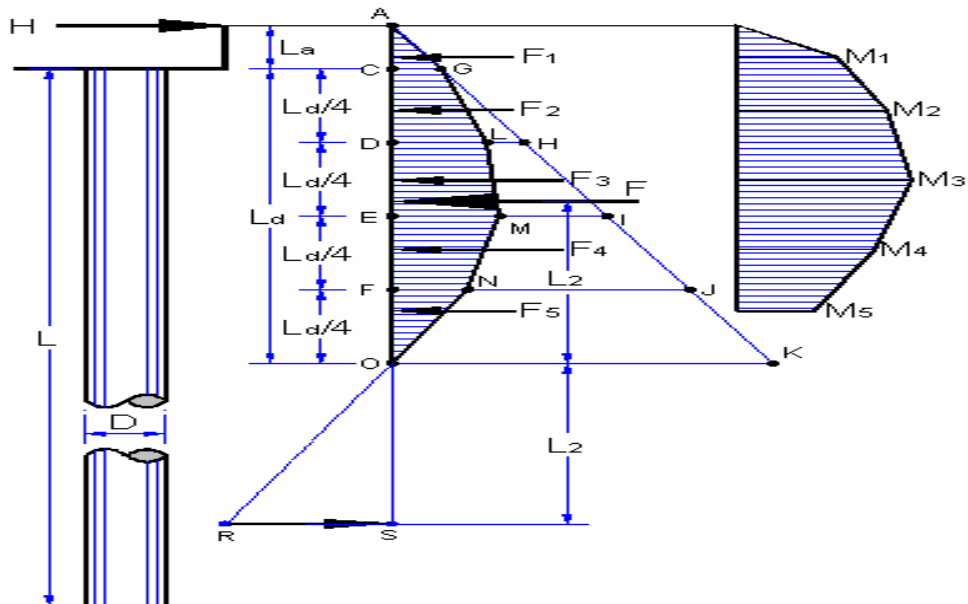
Sudut gesek,  $\Phi = 30^\circ$

Panjang efektif tiang bor,  $L = D_f = 46 \text{ m}$

Panjang jepitan tiang,  $L_d = \frac{1}{3} \cdot L = \frac{1}{3} \cdot 46 = 15,33 \text{ m}$

Koefisien tekanan tanah pasif,  $K_p = \tan^2 (45 + \frac{\Phi}{2}) = 3$

Diagram tekanan tanah pasif dapat dilihat seperti gambar 5.60 di bawah ini:



Gambar 5.60 Diagram Tekanan Tanah Pasif

Tabel 5.79 Tekanan Tanah Pasif Efektif

Bag.	Kedalaman H (m)		$H \cdot \gamma \cdot K_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	Bag.	Tekanan (kN/m <sup>2</sup> )
OK	$L_a + L_d$	17,13	1028	O	0
FJ	$L_a + 3/4 \cdot L_d$	13,30	798	$F_N = 1/4 \cdot F_J$	199,5
EI	$L_a + 2/4 \cdot L_d$	9,47	568	$E_M = 1/2 \cdot E_I$	284,0
DH	$L_a + 1/4 \cdot L_d$	5,63	338	$D_L = 3/4 \cdot D_H$	253,5
CG	$L_a$	1,80	108	CG	108

Lanjutan Tabel 5.79 Tekanan Tanah Pasif Efektif

Kode	Tegangan P1 (kN/m <sup>2</sup> )	Tegangan P2 (kN/m <sup>2</sup> )	Panjang bagian		Diameter bor (m)	Besarnya gaya F (kN)	Lengan thd O (m)	Momen (kN.m)
			Notasi	(m)				
F1	0	199,5	La	1,8	1	1077,3	15,93	17164,98
F2	199,5	284,0	Ld/4	3,83	1	5560	15,32	85172,25
F3	284,0	253,5	Ld/4	3,83	1	6181	11,48	70989,97
F4	253,5	108,0	Ld/4	3,83	1	4157	7,65	31808,76
F5	108,0	0	Ld/4	3,83	1	1242	2,56	3174
F =						18218,3	M =	208309,9

Keterangan,

$F = n_y \cdot (P1 + P2) \cdot \text{panjang bagian} \cdot \text{Diameter bor}$

Jumlah baris tiang,  $n_y = 8$  buah

Jumlah tiang bor per baris,  $n_x = 3$  buah

Angka aman,  $SF = 1,5$

Jarak tekanan tanah maksimum ke pusat rotasi:

$$L_2 = \frac{M}{F} = \frac{208309,9}{18218,3}$$

$$= 11,43 \text{ m}$$

$$\text{Gaya Lateral } H = \frac{F \cdot L_2}{L_2 + L_d + L_a}$$

$$= \frac{18218,3 \times 2 \times 11,43}{11,43 \times 15,33 \times 1,8}$$

$$= 14583,65 \text{ kN}$$

Daya dukung ijin lateral satu tiang bor,

$$H \text{ ijin} = \frac{H}{n_y \cdot n_x \cdot SF}$$

$$= \frac{14583,65}{8 \times 3 \times 1,5}$$

$$= 810,2 \text{ kN}$$

e. Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral

Perhitungan momen maksimum akibat gaya lateral dengan cara *bending momen diagram* (BMD) dapat dilihat dalam tabel 5.80 di bawah ini.

Tabel 5.80 Perhitungan Momen Maks Akibat Gaya Lateral (Cara BMD)

Kode	Lengan		Momen = H . Yh (kN.m)	Lengan yf (m)	MOMEN AKIBAT GAYA F (kN.m)				
	Uraian	yh (m)			F1 1077,3 F1 . Yf	F2 5560,25 F2 . Yf	F3 6181,25 F3 . Yf	F4 4157,25 F4 . Yf	F5 1242 F5 . Yf
M1	2/3La	1,2	17500,4	0	0				
M2	La+0,5Ld/4	3,72	54202,6	2,52	2711,21				
M3	La+Ld/4+0,5Ld/4	7,55	110106,6	6,35	6840,86	35307,59			
M4	La+2Ld/4+0,5Ld/4	11,3	166010,6	10,18	10970,51	56621,88	62946		
M5	La+3Ld/4+0,5Ld/4	15,2	221914,6	14,02	15100,16	77936,17	86640,52	58271	
		16	233338,5	14,8	15944,04	82291,7	91482,5	61527	18382
		22	320840,4	20,8	22407,84	115653,2	128570	86471	25834
		28	408342,3	26,8	28871,64	149014,7	165657,5	111414	33286
		34	495844,2	32,8	35335,44	182376,2	202745	136358	40738
		40	583346,2	38,8	41799,24	215737,7	239832,5	161301	48190
		46	670848,1	44,8	48263,04	249099,2	276920	186245	55642

KODE	yh (m)	BMD H.yh-Σ(Fi.yfi) (kN.m)
M1	1,2	17500,38
M2	3,72	51491,37
M3	7,55	67958,14
M4	11,38	35472,48
M5	15,22	-16033,04
	16	-36288,68
	22	-58095,06
	28	-79901,43
	34	-101707,81
	40	-123514,19
	46	-145320,57

Keterangan, yh = jarak gaya lateral H terhadap gaya Fi yang ditinjau

yf = jarak gaya Fi terhadap titik yang ditinjau

Momen maksimum, Mmaks = 67958,14 kN.m

Jumlah baris tiang bor, nb = 8

Jumlah tiang bor dalam satu baris, nt = 3

Angka aman, SF = 3

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral adalah:

$$M_{maks} = \frac{M_{maks}}{nb \cdot nt \cdot SF} = \frac{67958,14}{8 \times 3 \times 3} = 943,86 \text{ kN.m}$$

Kontrol gaya pada tiang bor terhadap daya dukung ijin lateral disajikan pada tabel 5.81 di bawah ini.

$$H \text{ ijin} = 810,2 \text{ kN}$$

H maks diperoleh dari Tabel 5.78 Gaya Lateral yang Diterima Satu Tiang Bor

Tabel 5.81 Kontrol Gaya Pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Ijin Lateral

No	Kombinasi	H max (kN)	H ijin (kN)	Keterangan
1	Kombinasi 1	265,78	810,2	Aman
2	Kombinasi 2	286,61	810,2	Aman
3	Kombinasi 3	801,04	810,2	Aman
4	Kombinasi 4	801,04	810,2	Aman

f. Perencanaan Tulangan *Bore Pile*

1) Tulangan lentur

Beban maksimum pada *bore pile* terdiri dari P maks dan M maks.

$P_{maks} = P \text{ ijin}$ , diperoleh dari perhitungan kontrol gaya pada tiang bor terhadap daya dukung aksial.

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

$$P \text{ maks} = P \text{ ijin} = 3382,38 \text{ kN}$$

$$M \text{ maks} = 943,86 \text{ kN.m}$$

Faktor beban *ultimate*,  $\Phi = 1,25$

$$P_u = \Phi \cdot P \text{ ijin} = 1,25 \cdot 3382,38 = 4227,98 \text{ kN}$$

$$M_u = \Phi \cdot M_{maks} = 1,25 \cdot 943,86 = 1179,83 \text{ kN.m}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ MPa}$$

Faktor bentuk distribusi teg beton  $\beta_1 = 0,85$  karena  $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$

- Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\Phi$ ) = 0,8
- Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ ) = 0,6
- Regangan batas desak beton, ( $\epsilon_{cu}$ ) = 0,003
- Tebal selimut beton ( $d_c$ ) = 40 mm
- $\emptyset$  tul pokok ( $d_b$ ) = 22 mm
- $A_\Phi$  tul pokok ( $Ad$ ) = 380,133 mm<sup>2</sup>
- Diameter tiang bor, D = 1 m

– Diagram Mn-Pn

$$\begin{aligned} \text{Luas tiang bore pile (Ag)} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1000^2 = 785400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan terhadap luas beton ( $A_{st}$ ) = 1 % Ag

$$A_{st} = 1 \% \times 785400 = 7854 \text{ mm}^2$$

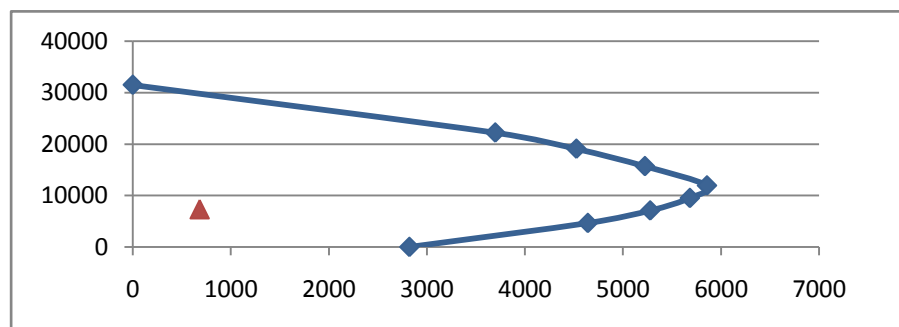
Kemudian nilai-nilai tersebut dianalisa pada berbagai kondisi dan diplot ke dalam grafik Mn–Pn sehingga diperoleh bentuk grafik seperti gambar 5.61 di bawah ini:

Diameter tulangan pokok yang digunakan 22 mm,

$$A_\Phi \text{ tul pokok (Ad)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380,13 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan, n:

$$n = \frac{A_s}{A_\Phi} = \frac{7854}{380,13} = 21 \text{ buah}$$



Gambar 5.61 Grafik Hubungan Mn – Pn pada Bore Pile

Digunakan tulangan 47 D22

2) Perencanaan tulangan geser

Kuat tekan beton ( $f'c$ ) = 30 MPa

Kuat leleh baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

$$\begin{aligned}
\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) &= 200000 \text{ MPa} \\
\text{Faktor bentuk distribusi teg beton } \beta_1 &= 0,85 \text{ karena } f'c \leq 30 \text{ MPa} \\
\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) &= 0,6 \\
\text{Tebal selimut beton } (d_c) &= 40 \text{ mm} \\
\text{Diameter tiang bor, } D &= 1000 \text{ mm} \\
\text{Luas tiang } \textit{bore pile} \text{ (} A_g \text{)} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
&= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1000^2 \\
&= 785400 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan geser yang digunakan, } db &= 19 \text{ mm} \\
\text{Luas tulangan geser, } A_{1db} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 283,529 \text{ mm}^2 \\
\text{Luas lingkaran dalam, } A_c &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (D - 2 \cdot pb - 2 \cdot db)^2 \\
&= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (1000 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 19)^2 \\
&= 610981,51 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$V_u = H \text{ ijin} = 810,2 \text{ kN} = 810202 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times A_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 610981,51 \\
&= 557747,26 \text{ N}
\end{aligned}$$

Nilai  $V_c > V_u$ , maka *bore pile* hanya menggunakan tulangan sengkang minimum,

Dipakai tulangan D13 – 300

#### g. Perencanaan Tulangan *Pile Cap*

Gaya geser maksimum *pile cap* disebabkan oleh P maks tiang bor dari Tabel 5.77 Kontrol Gaya pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Aksial

$$P \text{ maks} = 3037,84 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah baris tiang bor, } n_b = 8$$

$$\text{Jumlah tiang bor dalam satu baris, } n_t = 3$$

$$\text{Jarak antar tiang bor dalam satu baris, } x_t = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar baris tiang bor, } x_b = 1,57 \text{ m}$$

Ukuran *pile cap*:

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

$$\text{Lebar arah } y, B_y = 20 \text{ m}$$

#### 1) Kombinasi Pembebanan *Ultimate Pile Cap*

Tabel 5.82 Kombinasi *Ultimate 1*

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2	7107,5				
4	Beban pejalan kaki	2	2520				
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2					
7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		101779,95				

Tabel 5.83 Kombinasi *Ultimate 2*

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2					
4	Beban pejalan kaki	2	2520				
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2					
7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		94672,45				

Tabel 5.84 Kombinasi *Ultimate 3*

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2	7107,5				
4	Beban pejalan kaki	2	2520				

Lanjutan Tabel 5.84 Kombinasi *Ultimate* 3

5	Gaya rem	2		1000		16600	
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2	508,03	55,57	1041,4	461,2	15685,49
7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		102287,98	1055,57	1041,4	17061,2	15685,49

Tabel 5.85 Kombinasi *Ultimate* 4

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Faktor Beban	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2					
4	Beban pejalan kaki	2					
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2					
7	Beban gempa	1		7851,11	8703,71	99676,6	110501
	JUMLAH		92152,45	7851,11	8703,71	99676,6	110501

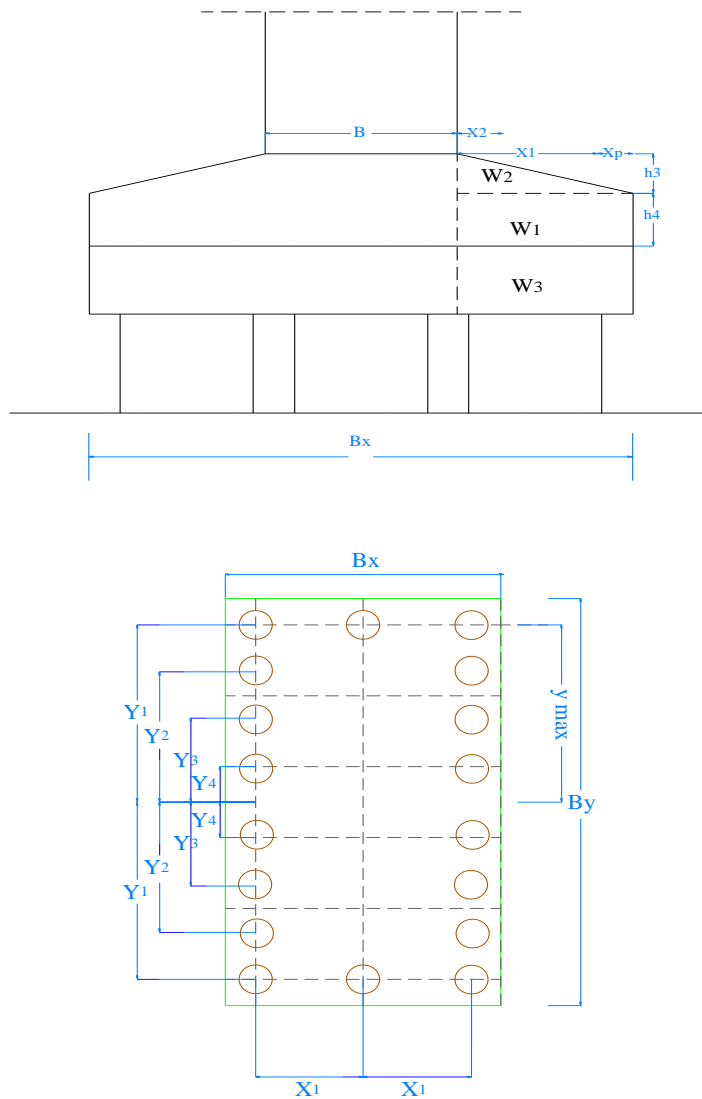
Tabel 5.86 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Ultimate*

No	Kombinasi	Vertikal Pu (kN)	Horizontal		Momen	
			Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kN.m)	Muy (kN.m)
1	Kombinasi 1	101779,95	0	0	0	0
2	Kombinasi 2	94672,45	0	0	0	0
3	Kombinasi 3	102287,98	1055,57	1041,47	17061,2	15685,49
4	Kombinasi 4	92152,45	7851,11	8703,71	99676,62	110501,11

2) Tinjauan *Pile Cap* Arah Memanjang Jembatan (arah X)

## a) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri





Gambar 5.62 Gaya Reaksi *Pile Cap* ditinjau dari Arah X

Jarak pusat tiang bor ke tepi luar *pile cap* (lihat gambar 5.62 di atas):

$$x_p = \frac{(B_x - (n_t - 1) \cdot x_t)}{2} = \frac{(7 - (3 - 1) \cdot 1,5)}{2} = 2 \text{ m}$$

Tabel 5.87 Perhitungan Momen Maksimum *Pile Cap* (X)

Jarak tiang thd pusat <i>pile cap</i>		Lengan thd sisi luar dinding		M = n_b . Pmaks . X_i (kN.m)
X <sub>pi</sub>	(m)	X <sub>i</sub>	(m)	
X <sub>p1</sub> = B <sub>x</sub> /2 - X <sub>p</sub>	1,5	X <sub>1</sub> = X <sub>p1</sub> - B/2	0,75	18227,02
Momen maksimum pada <i>pile cap</i> , M <sub>p</sub>				18227,02

Tabel 5.88 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Pile Cap*

Kode	Parameter berat bagian beton					Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)
	b (m)	h (m)	Lebar (m)	Shape	Bj (kN/m <sup>3</sup> )			
W1	2,25	1,2	7	1	25,5	481,95	1,13	542,19
W2	2,25	0,6	7	0,5	25,5	240,98	1,5	361,46
					PMS	722,93	MMS	903,66

Faktor beban *ultimate* untuk berat sendiri = 1,3

$$P_{MS} \text{ pile cap} = 1,3 \cdot P_{MS} = 1,3 \cdot 722,93 = 939,8 \text{ kN}$$

$$M_{MS} \text{ pile cap} = 1,3 \cdot M_{MS} = 1,3 \cdot 903,66 = 1174,75 \text{ kN.m}$$

Momen rencana *ultimate pile cap*:

$$M_{r \text{ ult}} = M_p - MMS = 18227,02 - 1174,75 = 17052,27 \text{ kN.m}$$

dengan lebar *pile cap* arah y,  $B_y = 20 \text{ m}$

$$\text{Maka momen rencana } \textit{ultimate}, M_{r \text{ ult}} = \frac{17052,27}{20} = 852,61 \text{ kN.m}$$

Gaya geser rencana *ultimate pile cap*:

$$V_{r \text{ ult}} = 3 \cdot n_b \cdot P_{maks} - P_{MS} = 3 \cdot 8 \cdot 3037,84 - 939,8 \\ = 71968,28 \text{ kN}$$

b) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang

$$X_{p1} = 1,5 \text{ m}; \quad \Sigma X^2 = 125 \text{ m}^2$$

$$n = 24 \text{ buah}$$

$$n_y = 8 \text{ buah}$$

Gaya aksial *ultimate* yang diderita satu tiang bor,  $P_i$

$$P_i = \frac{P_u}{n} + M_{ux} \cdot \frac{X_i}{\Sigma X^2}$$

Tabel 5.89 Gaya aksial *ultimate* yang diderita satu tiang bor

No	Kombinasi	$P_u$ (kN)	$M_{ux}$ (kN)	$P_1$ (kN)	$P_2$ (kN)	$P_3$ (kN)
1	Kombinasi 1	101779,95	0	4240,83	4240,83	4240,83
2	Kombinasi 2	94672,45	0	3944,69	3944,69	3944,69
3	Kombinasi 3	102287,98	17061,2	4262	4262	4262
4	Kombinasi 4	92152,45	99676,62	5275,03	5275,03	5275,03

Momen *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,  $M_{up}$

$$M_{up} = \sum \left[ n y_i \cdot P_i \cdot \left( X_i - \frac{h \text{ pile cap}}{2} \right) \right]$$

Gaya geser *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,  $V_{up}$

$$V_{up} = \sum [n y_i \cdot P_i]$$

Tabel 5.90 Momen dan Geser *Ultimate Pile Cap* Akibat Reaksi Tiang

No	$X_i$ (m)	$X_i - (h/2)$ (m)	$P_i$ (kN)	$n y_i \cdot P_i$ (kN)	$M_{upi}$ (kN.m)
1	1,5	0,9	5275,03	15825,09	14242,58
Jumlah				15825,09	14242,58

c) Perencanaan Tulangan Lentur *Pile Cap* arah X

Momen rencana,  $M_{ux}$  = 17052,2 kN.m

Lebar *pile cap* arah y,  $B_y$  = 20 m = 20000 mm

Lebar *pile cap* arah y ditinjau per m,  $b$  = 1000 mm

Mu ditinjau per m =  $\frac{M_u}{B_y}$  =  $\frac{17052,2}{20}$  = 852,6 kN.m

Tinggi *pile cap*,  $h_{tot}$  = 1,8 m = 1800 mm

Tebal penutup beton,  $p_b$  = 40 mm

Diameter tulangan pokok,  $D$  = 32 mm

Jarak tulangan ke sisi luar beton,  $d'$  =  $p_b + (0,5 D)$   
 =  $40 + (0,5 \cdot 32)$   
 = 56 mm

Tinggi efektif *pile cap*,  $d = h_{tot} - d'$  = 1744 mm

Faktor reduksi lentur,  $\Phi$  = 0,8

Faktor reduksi geser,  $\Phi$  = 0,6

Mutu beton,  $f'_c$  = 30 MPa

Mutu baja,  $f_y$  = 400 MPa

Faktor bentuk distribusi teg beton  $\beta_1$  = 0,85 ( $f'_c \leq 30$  MPa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'_c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{852,6 \times 10^6}{0,8}$$

$$= 1065766728,82 \text{ N.mm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen (Rn)} = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{1065766728,82}{1000 \times 1744^2}$$

$$= 0,35$$

$R_n < R_{max} \rightarrow \text{Ok.}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,35}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0009$$

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

$$\rho_{pakai} = 0,0035$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 1744$$

$$= 6104 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 32 \text{ mm}$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{6104} = 131,8 \text{ mm}$$

s pakai = 130 mm

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 130

d) Perencanaan Tulangan Geser *Pile Cap* Arah X

1) Tinjauan terhadap gaya geser pons

Kuat tekan beton rencana ( $f^c$ ) = 30 MPa

Kuat geser pons yang disyaratkan ( $f_v$ ) =  $0,3 \times \sqrt{f^c}$

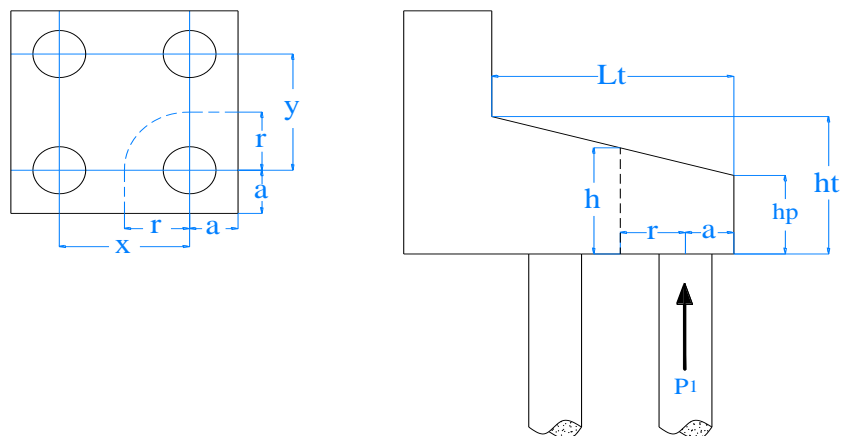
=  $0,3 \times \sqrt{30}$

= 1,6432 MPa

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

Jarak antara tiang bor arah x, = 1,5 m = 1500 mm

Jarak antara tiang bor arah y, = 1,57 m = 1570 mm



Gambar 5.63 Gaya geser pons ditinjau dari Arah X

$$r = \frac{x}{2} = \frac{1500}{2} = 750 \text{ mm}$$

Tinggi *pile cap* bagian bawah,  $h_p$  = 1200 mm

Tinggi total *pile cap*,  $h_t$  = 1800 mm

Panjang sisi *pile cap*,  $L_t$  = 2750 mm

Tebal bidang kritis geser pons,  $h$

$$h = h_p + (r + a) / L_t \cdot (h_t - h_p)$$

$$= 1200 + (750 + 500) / 2750 \cdot (1800 - 1200)$$

$$= 1472,73 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tebal ef. bidang kritis geser pons, } d &= h - d' \\
&= 1472,73 - 56 \\
&= 1416,73 \text{ mm} \\
\text{Panjang total bidang kritis, } L_v &= 2 \cdot (r + a) + (\pi/2) \cdot r \\
&= 2 \cdot (750 + 500) + (\pi/2) \cdot 750 \\
&= 3678,1 \text{ mm} \\
\text{Luas bidang kritis geser pons, } A_v &= L_v \cdot h \\
&= 3678,1 \cdot 1472,73 \\
&= 5416838,18 \text{ mm}^2 \\
\text{Gaya geser pons nominal, } P_n &= A_v \cdot f_v \\
&= 5416838,18 \cdot 1,6432 \\
&= 8900773,39 \text{ N} \\
\text{Kapasitas geser pons, } P_n \cdot \Phi &= 8900773,39 \cdot 0,6 \\
&= 5340460 \text{ N} \\
&= 5340,46 \text{ kN} \\
\text{Reaksi } ultimate \text{ satu tiang bor, } P_1 &= 5275,03 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$P_1 < P_n \cdot \Phi \rightarrow \text{Aman.}$$

2) Tinjauan terhadap geser lentur

$$\begin{aligned}
\text{Gaya geser rencana, } V_u &= 71968280,64 \text{ N} \\
\text{Lebar } pile \text{ cap arah } y, B_y &= 20 \text{ m} = 20000 \text{ mm} \\
\text{Faktor reduksi geser, } \Phi &= 0,6 \\
\text{Tinggi efektif } pile \text{ cap, } d = h_{tot} - d' &= 1744 \text{ mm} \\
\text{Diameter tulangan sengkang, } D \text{ sengkang} &= 32 \text{ mm} \\
\text{Mutu beton, } f'_c &= 30 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 20000 \cdot 1744 = 31840938,01 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,

$$\begin{aligned}
V_c \cdot \Phi &= 31840938,01 \cdot 0,6 \\
&= 19104562,81 \text{ N} < V_u = 71968280,64 \text{ N}
\end{aligned}$$

maka diperlukan tulangan geser,

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{71968280,64}{0,6} - 31840938,01 \\
&= 88106196,4 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 32$  mm

Dipakai sengkang 6 kaki

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan perlu, } s &= \frac{\text{jml kaki} \cdot A_d \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{6 \times \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 400 \times 1744}{88106196,4} = 38,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

s pakai = 30 mm

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 30

### 3) Perencanaan tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 50% dari tulangan pokok.

$$A_s' = 50\% \times A_s = 3052 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 20$  mm

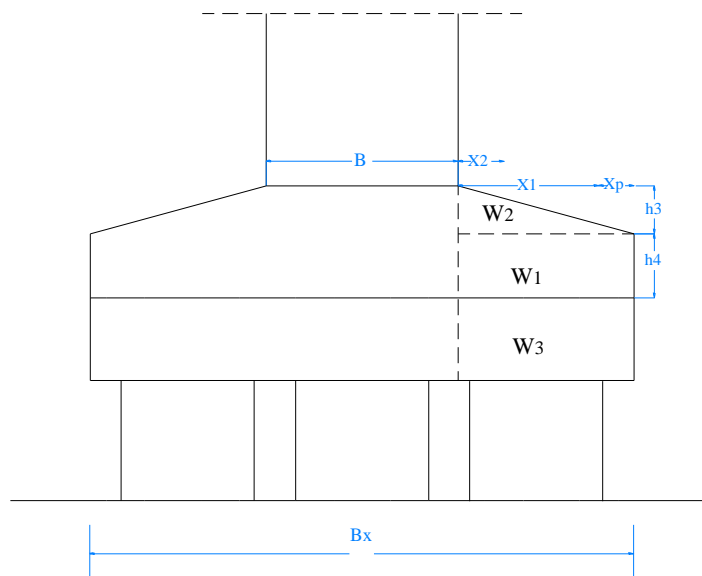
$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s'} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 20^2 \times 1000}{3052} = 102,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

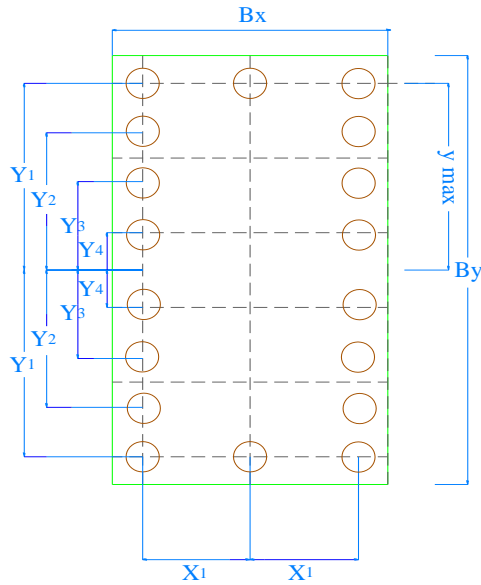
S pakai = 100 mm

Maka tulangan yang digunakan = D20 – 100

### 3) Tinjauan *Pile Cap* Arah Melintang Jembatan (arah Y)

#### a) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri





Gambar 5.64 Gaya Reaksi *Pile Cap* ditinjau dari Arah Y

Jarak pusat tiang bor ke tepi luar *pile cap* (lihat gambar 5.64 di atas) :

$$y_p = \frac{(By - (nt - 1) \cdot xt)}{2} = \frac{(20 - (8 - 1) \cdot 1,57)}{2} = 4,5 \text{ m}$$

Tabel 5.91 Perhitungan Momen Maksimum *Pile Cap* Arah Y

Jarak tiang thd pusat <i>pile cap</i>		Lengan thd sisi luar dinding		M = nb . Pmaks . Yi (kN.m)
Ypi	(m)	Yi	(m)	
Yp1=By/2-Yp	5,5	Y1=Yp1-B/2	4,71	114569,84
Yp2=By/2-Yp-Xt	4	Y2=Yp2-B/2	3,21	78115,8
Yp3=By/2-Yp-2Xt	2,5	Y3=Yp3-B/2	Tidak ada	0
Momen maksimum pada <i>pile cap</i> , Mp				192685,65

Tabel 5.92 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Pile Cap*

Kode	Parameter berat bagian beton					Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)	
	b (m)	h (m)	Lebar (m)	Shape	Bj (kN/m <sup>3</sup> )				
W1	2,25	1,2	20	1	25,5	1377	1,13	1549,13	
W2	2,25	0,6	20	0,5	25,5	688,5	1,5	1032,75	
						PMS	2065,5	MMS	2581,88

Faktor beban *ultimate* untuk berat sendiri = 1,3



Maka,  $P_{MS \text{ pile cap}} = 1,3 \cdot P_{MS} = 1,3 \cdot 2065,5 = 2685,15 \text{ kN}$

$M_{MS \text{ pile cap}} = 1,3 \cdot M_{MS} = 1,3 \cdot 2581,88 = 3356,44 \text{ kN.m}$

Momen rencana *ultimate pile cap*:

$M_{r \text{ ult}} = M_p - M_{MS} = 192685,65 - 3356,44 = 189329,21 \text{ kN.m}$

dengan lebar *pile cap* arah y,  $B_y = 20 \text{ m}$

Maka momen rencana *ultimate*,  $M_{r \text{ ult}} = \frac{189329,21}{20} = 9466,46 \text{ kN.m}$

Gaya geser rencana *ultimate pile cap*:

$V_{r \text{ ult}} = 3 \cdot n_b \cdot P_{maks} - P_{MS} = 3 \cdot 8 \cdot 3037,84 - 2685,15$   
 $= 70222,93 \text{ kN}$

b) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang

$Y_{p1} = 5,5 \text{ m}; \quad \Sigma Y^2 = 960,43 \text{ m}^2$

$Y_{p2} = 4 \text{ m}; \quad n = 24 \text{ buah}$

$Y_{p3} = 2,5 \text{ m}; \quad n_x = 3 \text{ buah}$

Gaya aksial *ultimate* yang diderita satu tiang bor,  $P_i$ .

$P_i = \frac{Pu}{n} + M_{ux} \cdot \frac{Y_i}{\Sigma Y^2}$

Tabel 5.93 Gaya aksial *ultimate* yang diderita satu tiang bor

No	Kombinasi	Pu (kN)	Muy (kN)	P <sub>1</sub> (kN)	P <sub>2</sub> (kN)	P <sub>3</sub> (kN)
1	Kombinasi 1	101779,95	0	4240,83	4240,83	4240,83
2	Kombinasi 2	94672,45	0	3944,69	3944,69	3944,69
3	Kombinasi 3	102287,98	15685,49	4302,83	4302,83	4302,83
4	Kombinasi 4	92152,45	110501,11	4046,78	4046,78	4046,78

Momen *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,  $M_{up}$

$M_{up} = \Sigma \left[ n_x \cdot P_i \cdot \left( Y_i - \frac{h \text{ pile cap}}{2} \right) \right]$

Gaya geser *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,  $V_{up}$

$V_{up} = \Sigma [n_x \cdot P_i]$

Tabel 5.94 Momen dan Geser *Ultimate Pile Cap* Akibat Reaksi Tiang

No	Y <sub>pi</sub> (m)	Y <sub>pi</sub> - (h/2) (m)	P <sub>i</sub> (kN)	n <sub>x</sub> · P <sub>i</sub> (kN)	M <sub>upi</sub> (kN.m)
1	5,5	4,9	4302,83	12908,49	63251,58
2	4	3,4	4302,83	12908,49	43888,85

Lanjutan Tabel 5.94 Momen dan Geser *Ultimate Pile Cap* Akibat Reaksi Tiang

3	2,5	1,9	4302,83	12908,49	24526,12
Jumlah				38725,46	131666,56

c) Perencanaan Tulangan Lentur *Pile Cap* arah Y

Momen rencana,  $M_{uy}$  = 189329,21 kN.m  
 Lebar *pile cap* arah y,  $B_y$  = 20 m = 20000 mm  
 Lebar *pile cap* arah y ditinjau per 1 m,  $b$  = 1000 mm  
 $M_u$  ditinjau per m =  $\frac{M_u}{B_y}$  =  $\frac{189329,21}{20}$  = 9466,46 kN.m  
 Tinggi *pile cap*,  $h_{tot}$  = 1,8 m = 1800 mm  
 Tebal penutup beton,  $p_b$  = 40 mm  
 Diameter tulangan pokok,  $D$  = 40 mm  
 Jarak tulangan ke sisi luar beton,  $d'$  =  $p_b + (0,5 D)$   
 =  $40 + (0,5 \cdot 40)$   
 = 60 mm  
 Tinggi efektif *pile cap*,  $d = h_{tot} - d'$  = 1740 mm  
 Faktor reduksi lentur,  $\Phi$  = 0,8  
 Faktor reduksi geser,  $\Phi$  = 0,6  
 Mutu beton,  $f'_c$  = 30 MPa  
 Mutu baja,  $f_y$  = 400 MPa  
 Faktor bentuk distribusi teg beton  $\beta_1 = 0,85$  karena  $f'_c \leq 30$  MPa

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'_c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{9466,46 \times 10^6}{0,8} \\ &= 11833075675,61 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{11833075675,61}{1000 \times 1740^2} \\ &= 3,91 \end{aligned}$$

$R_n < R_{max} \rightarrow \text{Ok.}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 3,91}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,01$$

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

$$\rho_{pakai} = 0,01$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,01 \times 1000 \times 1740 \\ &= 18553,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 40 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, S} &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 40^2 \times 1000}{18553,13} = 67,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

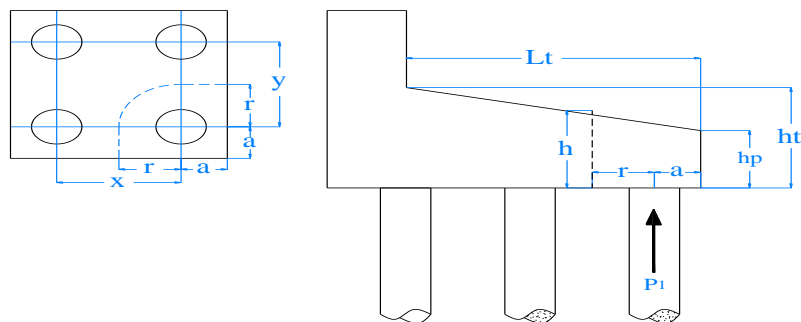
$$S_{pakai} = 60 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D40 – 60

d) Perencanaan Tulangan Geser *Pile Cap* Arah Y

1) Tinjauan terhadap gaya geser pons

Kuat tekan beton rencana ( $f^c$ )	= 30 MPa
Kuat geser pons yang disyaratkan ( $f_v$ )	= $0,3 \times \sqrt{f^c}$
	= $0,3 \times \sqrt{30}$
	= 1,6432 MPa
Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ )	= 0,6
Jarak antara tiang bor arah x,	= 1,5 m = 1500 mm
Jarak antara tiang bor arah y,	= 1,57 m = 1570 mm
Jarak tiang bor terhadap tepi, a	= 0,5 m = 500 mm



Gambar 5.65 Gaya geser pons ditinjau dari arah Y

$$r = \frac{y}{2} = \frac{1570}{2} = 785 \text{ mm}$$

Tinggi *pile cap* bagian bawah,  $h_p = 1200 \text{ mm}$

Tinggi total *pile cap*,  $h_t = 1800 \text{ mm}$

Panjang sisi *pile cap*,  $L_t = 2750 \text{ mm}$

Tebal bidang kritis geser pons,  $h$

$$\begin{aligned} h &= h_p + (r + a) / L_t \cdot (h_t - h_p) \\ &= 1200 + (785 + 500) / 2750 \cdot (1800 - 1200) \\ &= 1480,52 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal efektif bidang kritis geser pons,  $d = h - d'$

$$\begin{aligned} &= 1480,52 - 60 \\ &= 1420,52 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang total bidang kritis,  $L_v$

$$\begin{aligned} &= 2 \cdot (r + a) + (\pi/2) \cdot r \\ &= 2 \cdot (785 + 500) + (\pi/2) \cdot 785 \\ &= 3805,63 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas bidang kritis geser pons,  $A_v$

$$= L_v \cdot h$$

$$\begin{aligned}
&= 3805,63 \cdot 1480,52 \\
&= 5634307,24 \text{ mm}^2 \\
\text{Gaya geser pons nominal, } P_n &= A_v \cdot f_v \\
&= 5634307,24 \cdot 1,6432 \\
&= 9258111,51 \text{ N} \\
\text{Kapabilitas geser pons, } P_n \cdot \Phi &= 9258111,51 \cdot 0,6 \\
&= 5554866,9 \text{ N} \\
&= 5554,866 \text{ kN} \\
\text{Reaksi } ultimate \text{ satu tiang bor, } P_1 &= 4302,83 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$P_1 < P_n \cdot \Phi \longrightarrow \text{Aman.}$$

2) Tinjauan terhadap geser lentur

$$\begin{aligned}
\text{Gaya geser rencana, } V_u &= 70222933,14 \text{ N} \\
\text{Lebar } pile \text{ cap arah } y, B_y &= 20 \text{ m} = 20000 \text{ mm} \\
\text{Faktor reduksi geser, } \Phi &= 0,6 \\
\text{Tinggi efektif } pile \text{ cap, } d = h_{tot} - d' &= 1740 \text{ mm} \\
\text{Diameter tulangan sengkang, } D \text{ sengkang} &= 25 \text{ mm} \\
\text{Mutu beton, } f'_c &= 30 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 20000 \cdot 1740 = 31767908,34 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton:

$$\begin{aligned}
V_c \cdot \Phi &= 31767908,34 \cdot 0,6 \\
&= 19060745 \text{ N} < V_u = 70222933,14 \text{ N}
\end{aligned}$$

Maka diperlukan tulangan geser:

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{V_u}{\Phi} - V_c = \frac{70222933,14}{0,6} - 31767908,34 \\
&= 85270313,57 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 32 \text{ mm}$

Dipakai sengkang 6 kaki

$$\begin{aligned}
\text{Jarak tulangan perlu, } S &= \frac{jml \text{ kaki} \cdot A_d \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
&= \frac{6 \times \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 400 \times 1740}{85270313,57} = 39,4 \text{ mm}
\end{aligned}$$

S pakai = 30 mm

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 30

3) Perencanaan tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 50% dari tulangan pokok,

$$As' = 50\% \times As = 9276,56 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\varnothing 25 \text{ mm}$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \varnothing^2 \times b}{As'}$$

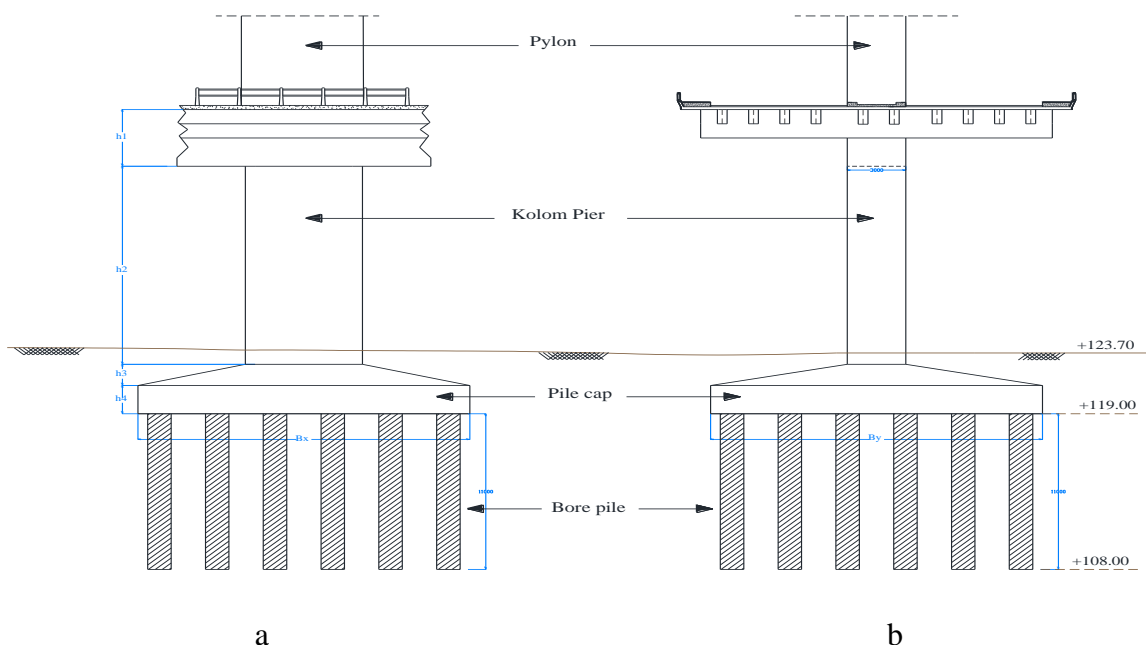
$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{9276,56} = 52,9 \text{ mm}$$

S pakai = 50 mm

Maka tulangan yang digunakan = D25 – 50

### 5.2.9 Perencanaan *Pier* Jembatan

Perencanaan *pier* jembatan secara umum meliputi perencanaan kolom *pier*, perencanaan *pile cap* pada *pier*, dan perencanaan fondasi *pier*. Fondasi yang digunakan pada *pier* adalah fondasi bor (*bore pile*) karena letak tanah kerasnya sangat dalam yaitu berada pada kedalaman 30 m di bawah permukaan tanah. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 5.66 di bawah ini:



Gambar 5.66 Penampang *Pier* Jembatan

a. Penampang memanjang *pier*

b. penampang melintang *pier*

a. Ketentuan Umum

Ketentuan-ketentuan umum dalam perencanaan *pier* jembatan diantaranya yaitu:

1) Data teknis *pier*

- Tinggi *main girder*,  $h_1$  = 3 m
- Tinggi kolom *pier*,  $h_2$  = 10 m
- Lebar kolom *pier* arah x,  $b_x$  = 6 m
- Lebar kolom *pier* arah y,  $b_y$  = 3 m
- Tinggi *pile cap*,  $h_3$  = 1,5 m
- Tinggi *pile cap*,  $h_4$  = 1,8 m
- Lebar *pile cap* arah x,  $B_x$  = 12 m
- Lebar *pile cap* arah y,  $B_y$  = 12 m
- Tinggi *bore pile*,  $t_{bore}$  = 18 m
- Diameter *bore pile*,  $D$  = 1,2 m
- Tebal aspal,  $h_{aspal}$  = 0,1 m
- Tebal slab,  $h_{slab}$  = 0,2 m

2) Mutu bahan dan material

- Berat beton;  $W$  = 25,5 kN/m<sup>3</sup>
- Mutu beton;  $f'_c$  = 30 MPa
- Mutu baja;  $f_y$  = 400 MPa
- Berat volume tanah;  $\gamma$  = 19,8 kN/m<sup>3</sup>
- Sudut gesek;  $\Phi$  = 32,5°
- Kohesi;  $C$  = 0,02 kN/m<sup>3</sup>

b. Pembebanan Pada *Pier*

Pada perencanaan *pier* jembatan di bawah ini dilakukan pengelompokan pembebanan atau reaksi-reaksi yang mempengaruhi struktur dari *pier*.

1) Berat Sendiri (MS)

a) Berat sendiri struktur atas

Beban dari struktur atas jembatan meliputi *slab*, trotoar, balok *stringer*, balok *cross girder*, dan balok *main girder*. Perhitungan berat sendiri struktur atas disajikan pada tabel 5.95 di bawah ini.

Tabel. 5.95 Perhitungan Berat Sendiri Struktur Atas

No	Beban	Parameter Volume				BJ (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n		
1	Slab	20	0,2	210	1	25,5	21420
2	Trotoar	1,5	0,3	210	2	25,5	4819,5
3	Median	3	0,3	210	1	25	4725
4	Balok <i>stinger</i>	0,5	1	210	10	25,5	26775
5	Balok <i>cross girder</i>	1	2	20	21	25,5	21420
6	Balok <i>main girder</i>	1,5	3	210	2	25,5	48195
7	Sandaran dengan beban/m = 3,099 kN/m			210	2	3,099	1301,58
$P_{MS}$							128656,1

Total berat sendiri struktur atas  $P_{MS} = 64328,04$  kN

b) Berat sendiri struktur bawah

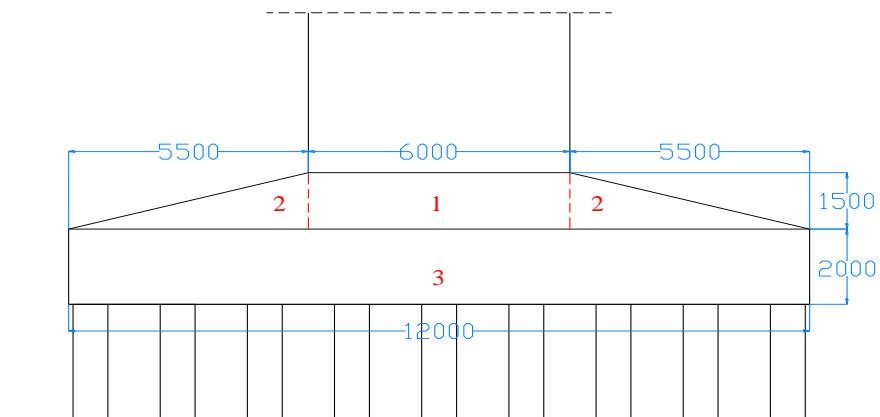
Berat sendiri struktur bawah meliputi berat sendiri kolom *pier* dan berat sendiri *pile cap* disajikan pada tabel 5.96 dan tabel 5.97 di bawah ini.

– Berat sendiri kolom *pier*

Tabel 5.96 Berat Sendiri Kolom *Pier*

No	Parameter					Bj (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
	b kolom (m)	h kolom (m)	t <sub>2</sub> kolom (m)	shape	jumlah		
W <sub>1</sub>	3	6	10	1	1	25,5	4590
W <sub>2</sub>	1,5	3	10	1	1	25,5	1147,5
W <sub>1</sub> – W <sub>2</sub>							3442,5

– Berat sendiri *pile cap*



Gambar 5.67 Penampang *Pile Cap* pada *Pier*



Tabel 5.97 Berat Sendiri *Pile Cap*

No	Parameter					Bj (kN/m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
	b (m)	h (m)	shape	L	Jumlah		
1	6	1,5	1	12	1	25,5	2754
2	3	1,5	0,5	12	2	25,5	1377
3	12	1,8	1	12	1	25,5	6609,6
PMS							10740,6

Total beban mati akibat berat sendiri struktur bawah:

$$\begin{aligned}
 P_{MS} \text{ struktur bawah} &= P_{MS} \text{ kolom } pier + P_{MS} \text{ pile cap} \\
 &= 3442,5 + 10740,6 \\
 &= 14183,1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat 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 5.98 di bawah ini.

Tabel 5.98 Perhitungan Beban Mati Tambahan

No	Beban	Parameter Volume				BJ (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n		
1	Aspal	14	0,1	210	1	22	6468
2	Air hujan	20	0,05	210	1	9,8	2058
P <sub>MA</sub>							8526

Total beban mati tambahan P<sub>MA</sub> = 8526 Kn

3) Beban Lajur D (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (UDL) dan beban garis (KEL). UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

$$q = 8 \text{ kPa (untuk } L \leq 30 \text{ m)}$$

$$q = 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \text{ kPa (untuk } L > 30 \text{ m)}$$

Faktor beban *ultimate* untuk beban lajur (KTD) = 2, dan KEL mempunyai intensitas ( $p$ ) = 44 kN/m. Faktor beban dinamis (*dynamic load allowance*) untuk KEL sebagai berikut:

$$DLA = 0,4 \text{ (untuk } L \leq 50 \text{ m)}$$

$$DLA = 0,4 - (0,0025 \times (L - 50)) \text{ (untuk } 50 < L < 90 \text{ m)}$$

$$DLA = 0,3 \text{ (untuk } L \geq 90 \text{ m)}$$

Lebar 1 jalur lalu lintas ( $b$ ) = 7 m

Panjang bentang jembatan ( $L$ ) = 20 m

$$\text{Besarnya intensitas } q = 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{L}\right)$$

$$= 8 \times \left(0,5 + \frac{15}{210}\right) = 5,143 \text{ kPa}$$

Beban merata (UDL):

$$P_{QTD} = (5,5 \cdot q \cdot L \cdot 100\%) + ((b - 5,5) \cdot q \cdot L \cdot 50\%)$$

$$= (5,5 \cdot 5,143 \cdot 20 \cdot 100\%) + ((7 - 5,5) \cdot 5,143 \cdot 20 \cdot 50\%)$$

$$= 6750 \text{ kN}$$

Beban garis (KEL):

$$p' = (5,5 \cdot p \cdot 100\%) + ((b - 5,5) \cdot p \cdot 50\%)$$

$$= (5,5 \cdot 44 \cdot 100\%) + ((7 - 5,5) \cdot 44 \cdot 50\%)$$

$$= 275 \text{ kN}$$

Beban dinamis untuk  $L \geq 90$  m,  $DLA = 0,3$

$$P_{TD} = (1 + DLA) \cdot p' = (1 + 0,3) \cdot 275 = 357,5 \text{ kN}$$

$$\text{Beban hidup} + DLA = P_{QTD} + P_{TD} = 6750 + 357,5 = 7107,5 \text{ kN}$$

#### 4) Beban Pedestrian/ Pejalan Kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. Hubungan antara beban merata dan luasan yang dibebani pada trotoar, dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut:

$$\text{Untuk } A \leq 10 \text{ m}^2, q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Untuk } 10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2, q = 5 - 0,033 \cdot (A - 10) \text{ kPa}$$

$$\text{Untuk } A > 100 \text{ m}^2, q = 2 \text{ kPa}$$

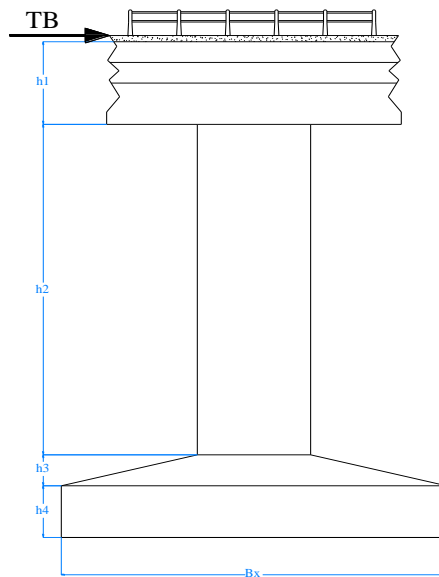
$A$  = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki ( $\text{m}^2$ )

$q$  = beban hidup merata pada trotoar (kPa)

Panjang bentang, $L$	$= 210 \text{ m}$
Lebar trotoar, $b_{\text{trot}}$	$= 1,5 \text{ m}$
Jumlah trotoar, $n$	$= 2$
Luas bidang trotoar, $A = b_{\text{trot}} \cdot L \cdot n$	$= 1,5 \cdot 210 \cdot 2 = 630 \text{ m}^2$
Beban merata pada pedestrian, $q$	$= 2 \text{ kPa}$
Beban <i>pier</i> akibat pejalan kaki, $P_{\text{TP}} = A \cdot q$	$= 630 \cdot 2 = 1260 \text{ kN}$

5) Gaya Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan, seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.68 di bawah ini. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan.



Gambar 5.68 Gaya Rem pada *Pier*

Gaya rem yang bekerja pada pier jembatan sebesar 500 kN (lihat pada beban rem pada pembebanan gelagar).

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap } \textit{pile cap} &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_{\text{slab}} + h_{\text{aspal}} \\ &= 3 + 10 + 1,5 + 1,8 + 0,2 + 0,1 = 16,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada } \textit{pile cap} \text{ (MTB)} &= 500 \cdot 16,6 \\ &= 8300 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

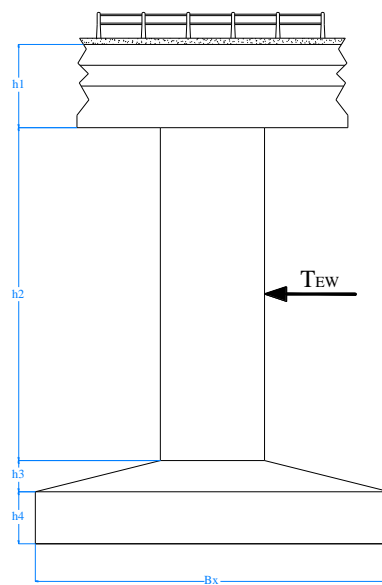
$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap kolom } pier &= h_1 + h_2 + h_{\text{slab}} + h_{\text{aspal}} \\ &= 3 + 10 + 0,2 + 0,1 = 13,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada kolom } pier \text{ (MTB}^2\text{)} &= 500 \cdot 13,3 \\ &= 6650 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

6) Beban Angin (EW)

a) Beban angin arah memanjang jembatan (arah X)

Arah beban angin tegak lurus arah melintang jembatan seperti terlihat pada gambar 5.69 di bawah ini.



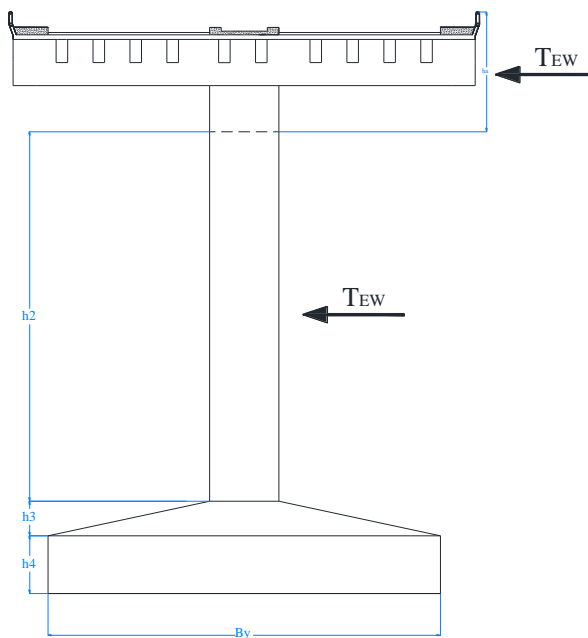
Gambar 5.69 Beban Angin arah X pada *Pier*

Jumlah kolom <i>pier</i> , $n$	= 1 buah
Lebar kolom <i>pier</i> , $b$	= 3 m
Tinggi kolom <i>pier</i> , $h_2$	= 10 m
Luas bid. samping jembatan, $Ab = b \cdot h_2 \cdot n$	= $3 \cdot 10 \cdot 1 = 30 \text{ m}^2$
Koefisien seret, $C_w$	= 2,1
Kecepatan angin rencana, $V_w$	= 35 m/s
Gaya angin yang bekerja, $T_{EW}$	= $0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot Ab$
	= $0,0006 \cdot 2,1 \cdot 35^2 \cdot 30$
	= 46,305 kN

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap } \textit{pile cap} &= (h_2/2) + h_3 + h_4 \\
 &= (10/2) + 1,5 + 1,8 = 8,3 \text{ m} \\
 \text{Momen pada } \textit{pile cap} (M_{EW}) &= 46,305 \cdot 8,3 \\
 &= 384,331 \text{ kN.m} \\
 \text{Lengan terhadap kolom } \textit{pier} &= (h_2/2) = (10/2) = 5 \text{ m} \\
 \text{Momen pada kolom } \textit{pier} (M_{EW'}) &= 46,305 \cdot 5 \\
 &= 231,525 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

b) Beban angin arah melintang jembatan (arah Y)

Arah beban angin tegak lurus arah memanjang jembatan seperti terlihat pada gambar 5.70 di bawah ini.



Gambar 5.70 Beban Angin arah Y pada *Pier*

– Beban angin pada struktur atas

Lebar total jembatan  $b = 20 \text{ m}$

Tinggi struktur atas,  $h_a = d = 4,4 \text{ m} \rightarrow b/d = 4,54$  maka:

Koefisien seret,  $C_w = 1,2$

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

$A_b =$  Luas bidang samping jembatan ( $\text{m}^2$ )

$$Ab = ha \cdot L = 4,4 \cdot 210 = 924 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot Ab \\ &= 0,0006 \cdot 1,2 \cdot 35^2 \cdot 924 \\ &= 814,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap } \textit{pile cap} &= h_2 + h_3 + h_4 + (ha/2) \\ &= 10 + 1,5 + 1,8 + (4,4/2) = 15,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada } \textit{pile cap} (M_{EW1}) &= 814,97 \cdot 15,5 \\ &= 12632,004 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap kolom } \textit{pier} &= h_2 + (ha/2) \\ &= 10 + (4,4/2) = 12,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada kolom } \textit{pier} (M_{EW'1}) &= 814,97 \cdot 12,2 \\ &= 9942,6096 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– Beban angin pada kolom *pier*

$$\text{Jumlah kolom } \textit{pier}, n = 1 \text{ buah}$$

$$\text{Lebar kolom } \textit{pier}, b = 6 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi kolom } \textit{pier}, h_2 = 10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang samping jembatan, } Ab &= b \cdot h_2 \cdot n \\ &= 6 \cdot 10 \cdot 1 = 60 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin yang bekerja, } T_{EW2} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot Ab \\ &= 0,0006 \cdot 1,2 \cdot 35^2 \cdot 60 \\ &= 52,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap } \textit{pile cap} &= (h_2/2) + h_3 + h_4 \\ &= (10/2) + 1,5 + 1,8 = 8,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada } \textit{pile cap} (M_{EW2}) &= 52,92 \cdot 8,3 \\ &= 264,6 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan terhadap kolom } \textit{pier} = (h_2/2) = (10/2) = 5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada kolom } \textit{pier} (M_{EW'2}) &= 52,92 \cdot 5 \\ &= 264,6 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya angin total arah Y} &= T_{EW1} + T_{EW2} \\ &= 814,97 + 52,92 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 867,888 \text{ kN} \\
\text{Momen angin total pada } \textit{pile cap} &= M_{EW1} + M_{EW2} \\
&= 12632,004 + 439,236 \\
&= 13071,24 \text{ kN.m} \\
\text{Momen angin total pada kolom } \textit{pier} &= M_{EW'1} + M_{EW'2} \\
&= 9942,609 + 264,6 \\
&= 10207,209 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

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 dihitung dengan rumus:

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

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan. Maka  $h_k = 2 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
\text{Beban angin yang bekerja, } T_{EW} &= 0,0012 \cdot C_w \cdot V_w^2 \\
&= 0,0012 \cdot 1,2 \cdot 35^2 = 1,764 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi,  $h = 2 \text{ m}$  dan jarak antar roda = 1,75 m.

Gaya pada fondasi *abutment* akibat transfer beban angin ke lantai jembatan:

$$\begin{aligned}
P_{EW} &= 2 \cdot (0,5 \cdot h/x \cdot T_{EW}) \cdot L \\
&= 2 \cdot (0,5 \cdot 2/1,75 \cdot 1,764) \cdot 210 = 423,36 \text{ kN}
\end{aligned}$$

7) Beban Gempa (EQ)

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

Besarnya beban gempa dapat dinyatakan dalam:

a) Perhitungan beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)

$$\begin{aligned}
P_{MS} \text{ struktur atas} &= 64328,04 \text{ kN} \\
P_{MA} \text{ struktur atas} &= 8526 \text{ kN} \\
P_{MS} \text{ struktur bawah} &= 14183,1 \text{ kN} \\
\text{Berat total (W}_{TP}) &= PMS \text{ atas} + PMA \text{ atas} + PMS \text{ bawah}
\end{aligned}$$

$$= 87037,14 \text{ kN}$$

Tinggi kolom *pier* = 10 m

Dimensi *pier*; b = 3 m, h = 6 m

Dari program SAP didapat *output* waktu periode getar struktur:

$$T = 0,289 \text{ detik}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 3 dengan nilai  $T = 0,289$  detik maka digunakan grafik pada gambar 5.19. Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 0,289$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,1. Untuk struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur (S) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

n = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa

(1)

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,1 \times 1$$

$$= 0,1$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,1 \times 1 \times W_{TP}$$

$$= 0,1 W_{TP}$$

Tabel 5.99 Distribusi Beban Gempa pada *Pier*

No	Beban mati akibat	$W_T$ (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Lengan (m)	$M_{EQ}$ (kN.m)
1	Struktur atas	64328,04	6432,804	14,8	95205,4992
2	Kolom <i>pier</i>	3442,5	344,25	8,3	2857,275
3	Berat <i>pile cap</i>				



Lanjutan Tabel 5.99 Distribusi Beban Gempa pada *Pier*

	Bag 1	2754	275,4	2,55	702,27
	Bag 2	1377	137,7	2,3	316,71
	Bag 3	6609,6	660,96	0,9	594,864
		TEQ	7851,114	MEQ	99676,6182

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa;  $Y_{EQ} = \Sigma M_{EQ} / \Sigma T_{EQ}$

$$Y_{EQ} = \frac{99676,6182}{7851,114} = 12,696 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap kolom } pier Y'_{EQ} &= Y_{EQ} - h_{pile \text{ cap}} \\ &= 12,696 - 3,3 = 9,396 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada kolom } pier M_{EQ} &= T_{EQ} \cdot Y'_{EQ} \\ &= 7851,114 \cdot 9,396 \\ &= 73767,942 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

b) Perhitungan beban gempa arah melintang jembatan (arah Y)

$$\begin{aligned} \text{Berat total } (W_{TP}) &= \text{PMS atas} + \text{PMA atas} + \text{PMS bawah} \\ &= 87037,14 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Dari program SAP didapat *output* waktu periode getar struktur:

$$T = 0,58 \text{ detik}$$

Untuk menentukan koefisien geser dasar gempa berdasarkan wilayah gempa 3 dengan nilai  $T = 0,58$  detik maka digunakan grafik pada gambar 5.19. Klasifikasi jenis tanah pada daerah ini termasuk jenis tanah keras, sehingga dengan nilai  $T = 1,45$  detik, kemudian didapatkan besarnya koefisien gempa (C) sebesar 0,1. Untuk struktur dapat berperilaku daktil dan mengalami simpangan yang cukup besar sehingga mampu menyerap energi gempa yang besar, nilai faktor tipe struktur (S) sebagai berikut:

$$S = 1 \times F$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times n)$$

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral gempa

$$(1)$$

$$F = 1,25 - (0,25 \times 1)$$

$$= 1$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1 = 1$$

$$K_h = C \times S$$

$$= 0,1 \times 1$$

$$= 0,1$$

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_{TP}$$

$$= 0,1 \times 1 \times 87037,14$$

$$= 8703,714 \text{ kN}$$

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ}$$

$$= 8703,714 \times 12,696$$

$$= 110501,106 \text{ kN.m}$$

$$\text{Lengan terhadap kolom } pier \ Y'_{EQ} = Y_{EQ} - h_{pile \ cap}$$

$$= 12,696 - 3,3 = 9,395 \text{ m}$$

$$\text{Momen pada kolom } pier \ M_{EQ} = T_{EQ} \cdot Y'_{EQ}$$

$$= 8703,714 \cdot 9,395$$

$$= 81778,849 \text{ kN.m}$$

c. Kombinasi Pembebanan *Pier* untuk Stabilitas Guling dan Geser

Tabel 5.100 Pembebanan *Pier* Kombinasi 1

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	K <sub>MS</sub>	64328,04				
2	Berat mati tambahan	K <sub>MA</sub>	4263				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	K <sub>TD</sub>	3553,75				
4	Beban pejalan kaki	K <sub>TB</sub>	1260				
5	Gaya rem	K <sub>TP</sub>					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	K <sub>ET</sub>					
7	Beban gempa	K <sub>EQ</sub>					
	JUMLAH		78218,54				

Tabel 5.101 Pembebanan *Pier* Kombinasi 2

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	K <sub>MS</sub>	64328,04				
2	Berat mati tambahan	K <sub>MA</sub>	4263				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	K <sub>TD</sub>					
4	Beban pejalan kaki	K <sub>TB</sub>	1260				
5	Gaya rem	K <sub>TP</sub>					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	K <sub>ET</sub>					
7	Beban gempa	K <sub>EQ</sub>					
	JUMLAH		71111,04				

Tabel 5.102 Pembebanan *Pier* Kombinasi 3

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	K <sub>MS</sub>	64328,04				
2	Berat mati tambahan	K <sub>MA</sub>	4263				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	K <sub>TD</sub>	3553,75				
4	Beban pejalan kaki	K <sub>TB</sub>	1260				
5	Gaya rem	K <sub>TP</sub>		500		8300	
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	K <sub>ET</sub>	423,36	46,305	867,888	384,3315	13071,24
7	Beban gempa	K <sub>EQ</sub>					
	JUMLAH		78641,90	546,31	867,89	8684,33	13071,24

Tabel 5.103 Pembebanan *Pier* Kombinasi 4

No	Beban Kerja	Notasi	Vertikal P (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hx	Hy	Mx	My
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	K <sub>MS</sub>	64328,04				
2	Berat mati tambahan	K <sub>MA</sub>	4263				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	K <sub>TD</sub>					
4	Beban pejalan kaki	K <sub>TB</sub>					

Lanjutan Tabel 5.103 Pembebanan *Pier* Kombinasi 4

5	Gaya rem	$K_{TP}$					
A. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	$K_{ET}$					
7	Beban gempa	$K_{EQ}$		7851,11	8703,71	99676,62	110501,1
	JUMLAH		68591,04	7851,11	8703,71	99676,62	110501,1

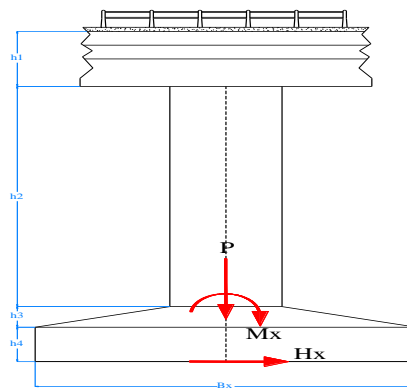
Tabel 5.104 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan pada *Pier*

No	Kombinasi	Vertikal P (kN)	Horizontal		Momen	
			Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
1	Kombinasi 1	78218,54	0	0	0	0
2	Kombinasi 2	71111,04	0	0	0	0
3	Kombinasi 3	78641,9	546,305	867,888	8684,332	13071,24
4	Kombinasi 4	68591,04	7851,114	8703,71	99676,61	110501,1

d. Kontrol Stabilitas pada *Pier* Jembatan

a. Kontrol Stabilitas Guling *Pier*

a) Kontrol stabilitas guling arah memanjang jembatan (arah X)



Gambar 5.71 Stabilitas Guling arah X

Dari gambar di atas, Letak titik guling berada pada ujung *pile cap*

$$\text{terhadap pusat } pile\ cap = \frac{Bx}{2} = \frac{12}{2} = 6\ m.$$

$$\text{Momen penahan guling } (\Sigma M_{px}) = \frac{Bx}{2} \cdot \Sigma P$$

$$\text{Angka aman terhadap guling (SF)} = \left| M_{px} / M_x \right| \geq 2.$$

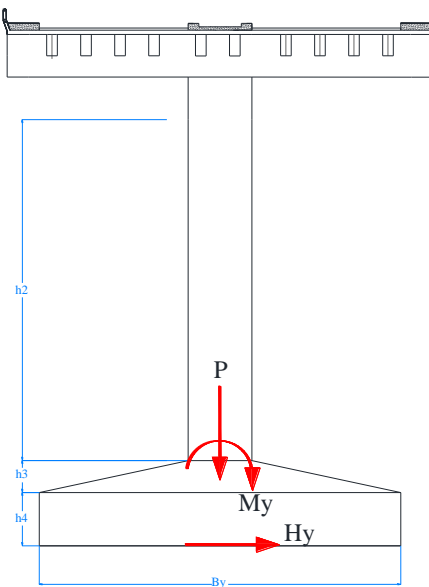
$M_x$  = Momen penyebab guling arah X

Perhitungan kontrol stabilitas guling *pier* arah memanjang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel 5.105 di bawah ini.

Tabel 5.105 Kontrol Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan

No	Kombinasi	$\Sigma P$ (kN)	$M_x$ (kN.m)	$M_{px}$ (kN.m)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	78218,54	0	-469311,24	-	-
2	Kombinasi 2	71111,04	0	-426666,24	-	-
3	Kombinasi 3	78641,90	8684,33	-471851,40	54,33	Aman
4	Kombinasi 4	68591,04	99676,62	-411546,24	4,13	Aman

b) Kontrol stabilitas guling arah melintang jembatan (arah Y)



Gambar 5.72 Stabilitas Guling arah Y

Dari gambar 5.72 di atas, Letak titik guling berada pada ujung *pile cap*

$$\text{terhadap pusat } pile\ cap = \frac{B_y}{2} = \frac{12}{2} = 6\ m.$$

$$\text{Momen penahan guling } (\Sigma M_{py}) = \frac{B_y}{2} \cdot \Sigma P$$

$$\text{Angka aman terhadap guling (SF)} = \left| M_{py} / M_y \right| \geq 2$$

$M_y$  = Momen penyebab guling arah Y

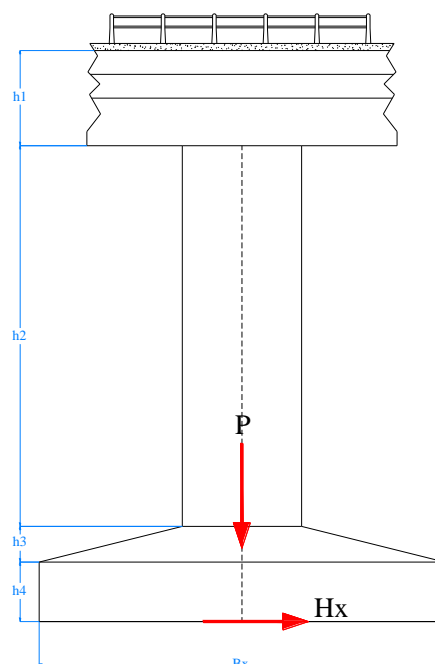
Perhitungan kontrol stabilitas guling *pier* arah melintang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel 5.106 di bawah ini.

Tabel 5.106 Kontrol Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan

No	Kombinasi	$\Sigma P$ (kN)	$M_y$ (kN.m)	$M_{py}$ (kN.m)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	78218,54	0	-469311,24	-	-
2	Kombinasi 2	71111,04	0	-426666,24	-	-
3	Kombinasi 3	78641,90	13071,24	-471851,40	36,10	Aman
4	Kombinasi 4	68591,04	110501,11	-411546,24	3,72	Aman

b. Kontrol Stabilitas Geser *Pier*

a) Kontrol stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah X)



Gambar 5.73 Stabilitas Geser arah X

Parameter tanah dasar *pile cap*:

Sudut gesek;  $\Phi = 32,5^\circ$

Kohesi;  $C = 0,02 \text{ kN/m}^2$

Ukuran dasar *pile cap*:

Lebar *pile cap*;  $B_x = 12 \text{ m}$

Panjang *pile cap*;  $B_y = 12 \text{ m}$

Gaya penahan geser;  $\Sigma H_p = (C \cdot B_x \cdot B_y) + (\Sigma P \cdot \tan \Phi)$

Angka aman terhadap geser (SF) =  $\left| \Sigma H_p / \Sigma H_x \right| \geq 1,5$

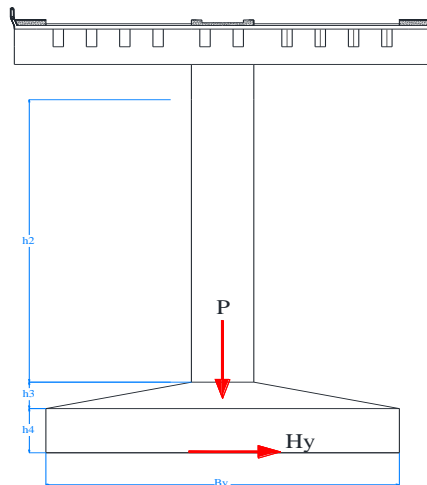
$\Sigma H_x$  = Gaya penyebab geser arah X

Perhitungan kontrol stabilitas geser *pier* arah memanjang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel 5.107 di bawah ini.

Tabel 5.107 Kontrol Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan

No	Kombinasi	$\Sigma H_x$ (kN)	$\Sigma P$ (kN.m)	$\Sigma H_p$ (kN.m)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	0	78218,54	-49833,59	-	-
2	Kombinasi 2	0	71111,04	-45305,61	-	-
3	Kombinasi 3	546,31	78641,90	-50103,30	91,71	Aman
4	Kombinasi 4	7851,11	68591,04	-43700,19	5,57	Aman

b) Kontrol stabilitas geser arah melintang jembatan (arah Y)



Gambar 5.74 Stabilitas Geser arah Y

Parameter tanah dasar *pile cap*:

Sudut gesek;  $\Phi = 32,5^\circ$

Kohesi;  $C = 0,02 \text{ kN/m}^2$

Ukuran dasar *pile cap*:

Lebar *pile cap*,  $B_x = 12 \text{ m}$

Panjang *pile cap*,  $B_y = 12 \text{ m}$

Gaya penahan geser;  $\Sigma H_p = (C \cdot B_x \cdot B_y) + (\Sigma P \cdot \tan \Phi)$

Angka aman terhadap geser (SF) =  $\left| \frac{\Sigma H_p}{\Sigma H_y} \right| \geq 1,5$

$\Sigma H_y$  = Gaya penyebab geser arah Y

Perhitungan kontrol stabilitas geser *pier* arah melintang jembatan secara lengkap dapat disajikan pada tabel 5.108 di bawah ini.

Tabel 5.108 Kontrol Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan

No	Kombinasi	$\Sigma H_x$ (kN)	$\Sigma P$ (kN.m)	$\Sigma H_p$ (kN.m)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	0	78218,54	-49833,59	-	-
2	Kombinasi 2	0	71111,04	-45305,61	-	-
3	Kombinasi 3	867,89	78641,90	-50103,30	57,73	Aman
4	Kombinasi 4	8703,71	68591,04	-43700,19	5,02	Aman

c. Kestabilan *Pier* Terhadap Tegangan Ijin

Tegangan ijin tanah pada dasar *pier* sebagai berikut ini:

$$q_{ult} = 40 \cdot N' \text{ (dalam Ton/m}^2\text{)}$$

dengan  $N'$  = nilai SPT terkoreksi

Nilai SPT hasil pengujian pada kedalaman 10,95 m,  $N = 13$  pukulan

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

$$= 15 + \frac{1}{2} \cdot (13 - 15) = 14 \text{ pukulan}$$

$$q_{ult} = 40 \cdot 14 = 560 \text{ Ton/m}^2 = 5490,24 \text{ kN/m}^2$$

Angka aman,  $SF = 3$

$$q_{ijin} = q_u / SF = 5490,24 / 3 = 1830,08 \text{ kN/m}^2$$

Lebar *pile cap* arah x,  $b = B_x = 12 \text{ m}$

Lebar *pile cap* arah y,  $l = B_y = 12 \text{ m}$

Tegangan yang terjadi pada dasar *abutment* akibat gaya aksial dan momen,

$\Sigma P = 593125,04 \text{ kN}$  (Tabel 5.107 dan tabel 5.108)

$\Sigma M = 231933,295 \text{ kN.m}$  (Tabel 5.107 dan tabel 5.108)

$$q_{max} = \frac{\Sigma P}{A} + \frac{\Sigma M}{\frac{1}{6} \cdot l \cdot b^2} = \frac{593125,04}{12 \cdot 12} + \frac{231933,3}{\frac{1}{6} \cdot 12 \cdot 12^2} = 4924,247 \text{ kN/m}^2$$

$q_{max} > q_{ijin}$  (Tidak aman terhadap tegangan yang terjadi sehingga dibutuhkan fondasi)

### 5.2.10 Perencanaan Fondasi *Bore Pile* pada *Pier*

a. Data Tiang Bor

$$\text{Jumlah baris tiang bor, } n_b = 4$$



Jumlah tiang bor dalam satu baris,  $n_t$  = 4  
 Jarak antar as tiang bor dalam satu baris,  $x_t$  = 1,5 m  
 Jarak antar baris tiang bor,  $x_b$  = 1,5 m  
 Diameter tiang bor,  $D$  = 1,5 m  
 Panjang efektif tiang bor,  $L$  = 16 m

Ukuran *pile cap*:

Lebar arah x,  $B_x$  = 12 m

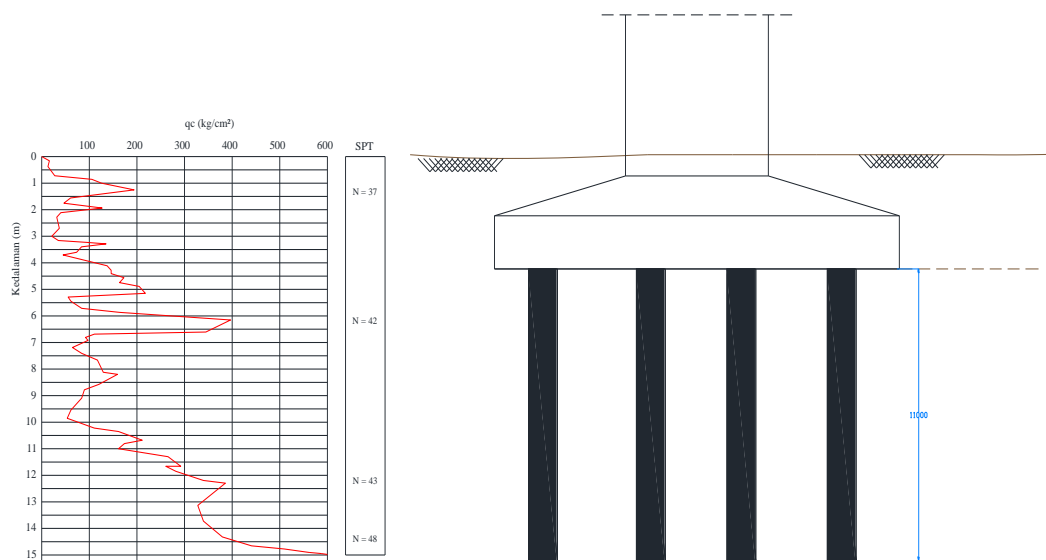
Lebar arah y,  $B_y$  = 12 m

Mutu bahan dan material:

Berat beton,  $W$  = 25,5 kN/m<sup>3</sup>

Mutu beton,  $f'_c$  = 30 MPa

Mutu baja,  $f_y$  = 400 MPa

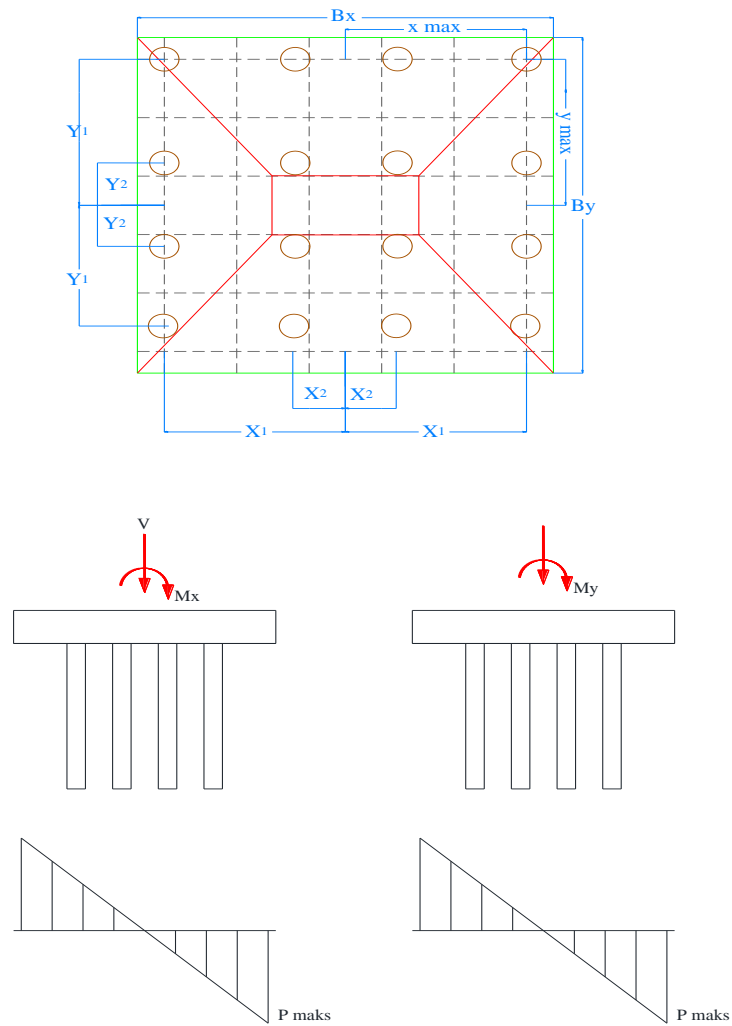


Gambar 5.75 Detail Tanah pada Fondasi *Bore Pile*

Tabel 5.109 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan pada *Pier*

No	Kombinasi	Vertikal P (kN)	Horizontal		Momen	
			Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)
1	Kombinasi 1	78218,54	0	0	0	0
2	Kombinasi 2	71111,04	0	0	0	0
3	Kombinasi 3	78641,90	546,31	867,89	8684,33	13071,24
4	Kombinasi 4	68591,04	7851,11	8703,71	99676,62	110501,1

Denah fondasi tiang bor dapat dilihat seperti pada gambar 5.76 di bawah ini:



Gambar 5.76 Denah fondasi tiang bor

b. Gaya yang Diterima Tiang bor

Jumlah *bore pile*,  $n = 16$  buah

$X_{max} = 4,5$  m

$$X_1 = 4,5 \text{ m}, \quad B_y \cdot X_1^2 = 12 \cdot 4,5^2 = 243 \text{ m}^2$$

$$X_2 = 1,5 \text{ m}, \quad B_y \cdot X_2^2 = 12 \cdot 1,5^2 = 27 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah } (\Sigma B_y \cdot X^2) = 270 \text{ m}^2$$

$Y_{max} = 4,5$  m

$$Y_1 = 4,5 \text{ m}, \quad B_x \cdot Y_1^2 = 12 \cdot 4,5^2 = 243 \text{ m}^2$$

$$Y_2 = 1,5 \text{ m}, \quad B_x \cdot Y_2^2 = 12 \cdot 1,5^2 = 27 \text{ m}^2$$

$$\text{Jumlah } (\Sigma Bx.Y^2) = 270 \text{ m}^2$$

Untuk struktur fondasi yang menerima beban sentris dan momen, maka beban yang diterima oleh 1 tiang adalah:

$$P_{\text{maks}} = \frac{P}{n} \pm \frac{My.X_{\text{maks}}}{\Sigma X^2} \pm \frac{Mx.Y_{\text{maks}}}{\Sigma Y^2}$$

Perhitungan gaya aksial yang diterima satu tiang bor:

$$P = 78641,9 \text{ kN (kombinasi 3)}$$

$$My = 13071,24 \text{ kN.m (kombinasi 3)}$$

$$Mx = 8684,33 \text{ kN.m (kombinasi 3)}$$

$$P_{\text{maks}} = \frac{78641,9}{16} + \frac{13071,24}{270^2} + \frac{8684,33}{270^2} = 4916,46 \text{ kN}$$

$$P_{\text{maks}} = \frac{78641,9}{16} - \frac{13071,24}{270^2} - \frac{8684,33}{270^2} = 4913,78 \text{ kN}$$

Tabel 5.110 Gaya Aksial yang Diterima Tiang Bor

No	Kombinasi	P (kN)	Mx (kN)	My (kN)	P max (+) (kN)	P max (-) (kN)
1	Kombinasi 1	78218,54	0	0	4888,66	4888,66
2	Kombinasi 2	71111,04	0	0	4444,44	4444,44
3	Kombinasi 3	78641,90	8684,33	13071,24	4916,46	4913,78
4	Kombinasi 4	68591,04	99676,62	110501,1	4299,91	4273,97

c. Kapasitas Dukung Tiang Bor Berdasarkan Hasil N-SPT

Kapasitas dukung tiang terdiri dari kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ).

1) Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Kapasitas dukung ujung tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut,

$$Q_p = A_p \cdot q_p$$

$$Q_p = \text{Kapasitas dukung ujung tiang (kN)}$$

$$A_p = \text{Luas penampang tiang bor}$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,5^2 = 1,77 \text{ m}^2$$

$$q_p = \text{unit tahanan ujung tiang yang ditentukan dari nilai N-SPT.}$$

$$\text{Nilai N-SPT pada ujung tiang} = 54, \text{ nilai } q_p \text{ untuk lapisan tanah berpasir}$$

$$= 488 \text{ t/m}^2 = 4784,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_p = 1,77 \cdot 4784,5$$

$$= 8454,67 \text{ kN}$$

2) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Kapasitas dukung selimut tiang dinyatakan dengan rumus sebagai berikut,

$$Q_s = \Sigma f_s \cdot A_s$$

$$Q_s = \text{Kapasitas dukung selimut tiang (kN)}$$

$$A_s = \text{Luas selimut tiang (m}^2\text{)} = \pi \cdot D \cdot t$$

$$f_s = \text{Tahanan gesek dinding tiang (kN/m}^2\text{)}$$

Untuk tanah berpasir nilai  $f_s$  pada tiang yang dicor di tempat  $= \frac{N}{2} (\leq 12)$ , dengan  $N$  adalah nilai N-SPT rata-rata pada tiap lapisan tanah (Sumber: Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa, 1988). Secara lengkap besarnya kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) dapat dilihat pada tabel 5.111 di bawah ini.

Tabel 5.111 Kapasitas Dukung Selimut Tiang pada Tiap Lapisan Tanah

Kedalaman (m)	Tebal (m)	Jenis tanah	N rata-rata	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$f_s$ (t/m <sup>2</sup> )	$f_s$ pakai (t/m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (ton)
6-6,45	0,45	Pasir kerikilan	9	2,12	4,5	4,5	9,54
7,5-7,95	0,45	Pasir kerikilan	14	2,12	7	7	14,84
9-9,45	0,45	Pasir kerikilan	11	2,12	5,5	5,5	11,66
10,5-10,95	0,45	Pasir kerikilan	12	2,12	6	6	12,72
12-12,45	0,45	Pasir kerikilan	16	2,12	8	8	16,96
13,5-13,95	0,45	Pasir kerikilan	19	2,12	9,5	9,5	20,15
15-15,45	0,45	Pasir kerikilan	24	2,12	12	12	25,45
16,5-16,95	0,45	Pasir vulkanik	26	2,12	13	12	25,45
18-18,45	0,45	Pasir vulkanik	30	2,12	15	12	25,45
19,5-19,95	0,45	Pasir vulkanik	33	2,12	16,5	12	25,45
21-21,45	0,45	Pasir vulkanik	39	2,12	19,5	12	25,45
22,5-22,95	0,45	Pasir vulkanik	41	2,12	20,5	12	25,45
24-24,45	0,45	Pasir vulkanik	49	2,12	24,5	12	25,45
25,5-25,95	0,45	Pasir vulkanik	48	2,12	24	12	25,45
27-27,45	0,45	Pasir vulkanik	48	2,12	24	12	25,45
28,5-28,95	0,45	Pasir vulkanik	50	2,12	25	12	25,45
30-30,45	0,45	Pasir vulkanik	53	2,12	26,5	12	25,45
31,5-31,95	0,45	Pasir vulkanik	51	2,12	25,5	12	25,45
33-33,45	0,45	Pasir vulkanik	52	2,12	26	12	25,45
34,5-34,95	0,45	Pasir vulkanik	54	2,12	27	12	25,45
<b>Qs total</b>							<b>442,14</b>

Maka didapatkan nilai kapasitas dukung selimut tiang,

$$Q_s = 442,14 \text{ ton} = 4334,75 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung *ultimate* ( $Q_u$ ) dinyatakan dengan rumus,

$$Q_u = Q_p + Q_s = 8454,67 + 4334,75 = 12789,42 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung ijin ( $Q_a$ ) dinyatakan dengan rumus,

$$Q_a = \frac{Q_p}{SF} + \frac{Q_s}{SF} = \frac{8454,67}{3} + \frac{4334,75}{1,5} = 5708,06 \text{ kN}$$

Tabel 5.112 Kontrol Gaya pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Aksial

No	Kombinasi	P max (+) (kN)	P ijin/ $Q_a$ (kN)	Keterangan
1	Kombinasi 1	4888,66	5708,06	Aman
2	Kombinasi 2	4444,44	5708,06	Aman
3	Kombinasi 3	4916,46	5708,06	Aman
4	Kombinasi 4	4299,91	5708,06	Aman

Tabel 5.112 di atas menunjukkan daya dukung ijin aksial jauh lebih besar dari gaya aksial yang diterima tiang bor sehingga sangat aman, hal ini dibuat untuk menghasilkan keamanan juga terhadap daya dukung lateral seperti ditunjukkan di bawah ini.

Perhitungan gaya lateral pada tiang bor:

$$\Sigma H = 546,31 \text{ kN (kombinasi 3)}$$

$$H_{\text{maks}} = \frac{\Sigma H}{n} = \frac{546,31}{16} = 34,14 \text{ kN}$$

Tabel 5.113 Gaya Lateral yang Diterima Satu Tiang Bor

No	Kombinasi	$H_x$ (kN)	$H_{\text{maks}}$ (kN)
1	Kombinasi 1	0	0
2	Kombinasi 2	0	0
3	Kombinasi 3	546,31	34,14
4	Kombinasi 4	7851,11	490,69

d. Daya Dukung Lateral Ijin Tiang Bor

Tebal *pile cap*,  $L_a = h_4 = 1,8 \text{ m}$

Lebar arah y,  $B_y = 12 \text{ m}$

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

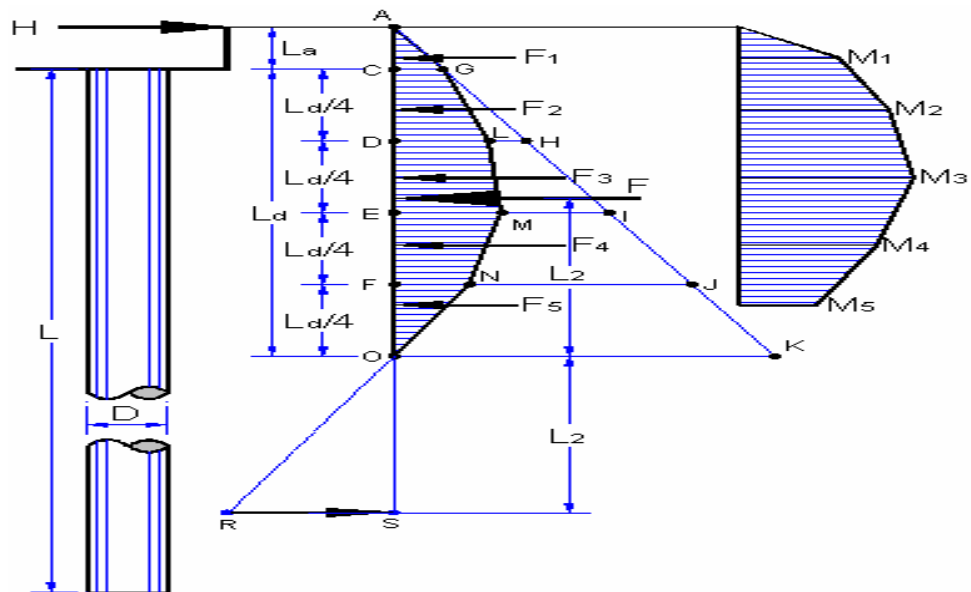
Sudut gesek,  $\Phi = 32,5^\circ$

Panjang efektif tiang bor,  $L = D_f = 16 \text{ m}$

Panjang jepitan tiang,  $L_d = \frac{1}{3} \cdot L = \frac{1}{3} \cdot 16 = 5,33 \text{ m}$

Koefisien tekanan tanah pasif,  $K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\Phi}{2} \right) = 3,32$

Diagram tekanan tanah pasif dapat dilihat seperti gambar 5.77 di bawah ini:



Gambar 5.77 Diagram Tekanan Tanah Pasif

Tabel 5.114 Tekanan Tanah Pasif Efektif

Bag.	Kedalaman H (m)		$H \cdot \gamma \cdot K_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	Bag.	Tekanan (kN/m <sup>2</sup> )
OK	$L_a + L_d$	7,13	474	O	0
FJ	$L_a + 3/4 \cdot L_d$	5,8	385,4	$F_N = 1/4 \cdot F_J$	96
EI	$L_a + 2/4 \cdot L_d$	4,47	296,81	$E_M = 1/2 \cdot E_I$	148
DH	$L_a + 1/4 \cdot L_d$	3,13	208,21	$D_L = 3/4 \cdot D_H$	156
CG	$L_a$	1,8	119,61	CG	119

Lanjutan Tabel 5.114 Tekanan Tanah Pasif Efektif

Kode	Tegangan P1 (kN/m <sup>2</sup> )	Tegangan P2 (kN/m <sup>2</sup> )	Panjang bagian		Diameter bor (m)	Besarnya gaya F (kN)	Lengan ttd O (m)	Momen (kN.m)
			Notasi	(m)				
F1	0	96,35	La	1,8	1,5	1040,59	5,93	6174,18
F2	96,35	148,40	Ld/4	1,33	1,5	1958,03	5,33	10432,4
F3	148,40	156,16	Ld/4	1,33	1,5	2436,46	3,99	9732,92
F4	156,16	119,61	Ld/4	1,33	1,5	2206,11	2,66	5871,24
F5	119,61	0	Ld/4	1,33	1,5	956,87	0,89	850,55
F =						8598,06	M =	33061,3

Keterangan,

$F = n_y \cdot (P1 + P2) \cdot \text{panjang bagian} \cdot \text{Diameter bor}$

Jumlah baris tiang,  $n_y = 6$  buah

Jumlah tiang bor per baris,  $n_x = 6$  buah

Angka aman, SF = 1,5

Jarak tekanan tanah maksimum ke pusat rotasi:

$$L_2 = \frac{M}{F} = \frac{33061,31}{8598,06} = 3,85 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya Lateral H} &= \frac{F \cdot L_2}{L_2 + L_d + L_a} \\ &= \frac{8598,06 \times 2 \times 3,85}{3,85 + 5,33 + 1,8} \\ &= 6022,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daya dukung ijin lateral satu tiang bor,

$$\begin{aligned} H \text{ ijin} &= \frac{H}{n_y \cdot n_x \cdot SF} \\ &= \frac{6022,9}{4 \times 4 \times 1,5} \\ &= 501,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Momen Maksimum Akibat Gaya Lateral

Perhitungan momen maksimum akibat gaya lateral dengan cara *bending momen diagram* (BMD) seperti yang tertera dalam tabel 5.115 di bawah ini.

Tabel 5.115 Perhitungan Momen Maks Akibat Gaya Lateral (Cara BMD)

Ko de	Lengan		Momen = H . Yh (kN.m)	Len gan yf (m)	MOMEN AKIBAT GAYA F (kN.m)				
	Uraian	yh (m)			F1 1040,59 F1 . Yf	F2 1958,03 F2 . Yf	F3 2436,46 F3 . Yf	F4 2206,11 F4 . Yf	F5 956,87 F5 . Yf
M1	2/3La	1,2	7227,478	0	0				
M2	La+0,5Ld/4	2,467	14856,48	1,27	1318,08				
M3	La+Ld/4+0,5Ld/4	3,800	22887,01	2,60	2705,54	5090,88			
M4	La+2Ld/4+0,5Ld/4	5,133	30917,54	3,93	4092,99	7701,59	9583,43		
M5	La+3Ld/4+0,5Ld/4	6,467	38948,07	5,27	5480,45	10312,30	12832,05	11618,83	
		7,0	42160,28	5,8	6035,43	11356,58	14131,49	12795,43	5549,82
		9	54206,08	7,8	8116,62	15272,65	19004,42	17207,64	7463,56
		11	66251,87	9,8	10197,80	19188,71	23877,35	21619,86	9377,29
		13	78297,67	11,8	12278,98	23104,77	28750,28	26032,07	11291,02
		15,0	90343,47	13,8	14360,17	27020,83	33623,21	30444,29	13204,75
		16	96366,37	14,8	15400,76	28978,86	36059,67	32650,40	14161,62

KODE	yh (m)	BMD H.yh-Σ(Fi.yfi) (kN.m)
M1	1,2	7227
M2	2,47	13538
M3	3,80	15091
M4	5,13	9540
M5	6,47	-1296
	7,0	-7708
	9	-12859
	11,0	-18009
	13	-23159
	15,0	-28310
	16	-30885

Keterangan, yh = jarak gaya lateral H terhadap gaya Fi yang ditinjau

yf = jarak gaya Fi terhadap titik yang ditinjau

Momen maksimum,  $M_{maks} = 15090,59 \text{ kN.m}$

Jumlah baris tiang bor,  $n_b = 4$

Jumlah tiang bor dalam satu baris,  $n_t = 4$

Angka aman,  $SF = 3$



Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor akibat gaya lateral adalah:

$$M_{maks} = \frac{M_{maks}}{nb \cdot nt \cdot SF} = \frac{15090,59}{4 \times 4 \times 3} = 314,39 \text{ kN.m}$$

Kontrol gaya pada tiang bor terhadap daya dukung ijin lateral

$$H \text{ ijin} = 501,91 \text{ kN}$$

Hmaks diperoleh dari Tabel 5.115 Gaya Lateral yang Diterima Satu Tiang Bor

Tabel 5.116 Kontrol Gaya Pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Ijin Lateral

No	Kombinasi	H max (kN)	H ijin (kN)	Keterangan
1	Kombinasi 1	0	501,91	Aman
2	Kombinasi 2	0	501,91	Aman
3	Kombinasi 3	34,14	501,91	Aman
4	Kombinasi 4	490,69	501,91	Aman

f. Perencanaan Tulangan *Bore Pile*

1) Tulangan lentur

Beban maksimum pada *bore pile* terdiri dari  $P_{maks}$  dan  $M_{maks}$ .

$P_{maks} = P \text{ ijin}$ , diperoleh dari perhitungan kontrol gaya pada tiang bor terhadap daya dukung aksial.

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

$$P_{maks} = P \text{ ijin} = 5708,06 \text{ kN}$$

$$M_{maks} = 314,39 \text{ kN.m}$$

Faktor beban *ultimate*,  $\Phi = 1,25$

$$P_u = \Phi \cdot P \text{ ijin} = 1,25 \cdot 5708,06 = 7135,07 \text{ kN}$$

$$M_u = \Phi \cdot M_{maks} = 1,25 \cdot 314,39 = 392,98 \text{ kN.m}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ MPa}$$

Faktor bentuk distribusi teg beton  $\beta_1 = 0,85$  karena  $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$

- Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\Phi$ ) = 0,8
- Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ ) = 0,6
- Regangan batas desak beton, ( $\epsilon_{cu}$ ) = 0,003
- Tebal selimut beton ( $d_c$ ) = 40 mm
- $\emptyset$  tul pokok ( $d_b$ ) = 25 mm
- $A_\Phi$  tul pokok ( $A_d$ ) = 490,875 mm<sup>2</sup>
- Diameter tiang bor, D = 1,5 m

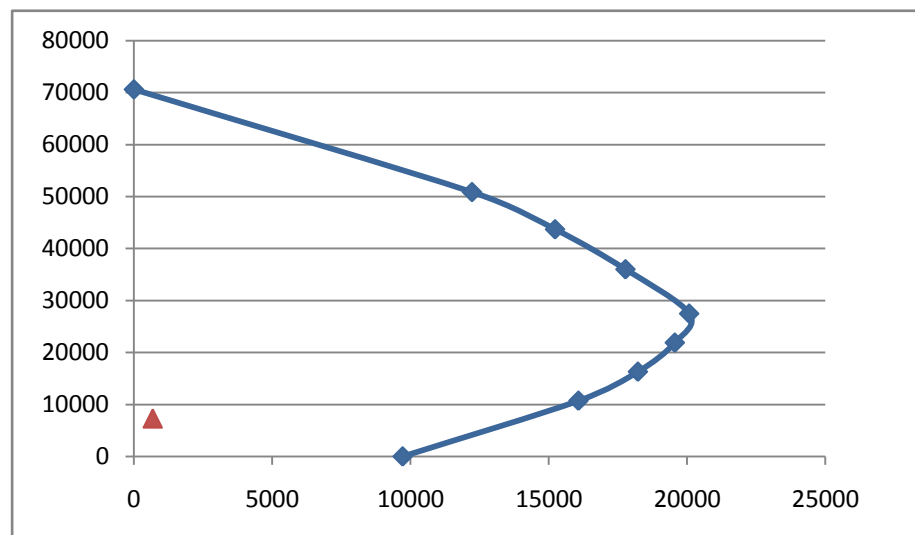
– Diagram Mn-Pn

$$\begin{aligned} \text{Luas tiang bore pile (Ag)} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1500^2 \\ &= 1767150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rasio luas tulangan terhadap luas beton ( $A_{st}$ ) = 1 % Ag

$$\begin{aligned} A_{st} &= 1 \% \times 1767150 \\ &= 17671,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian nilai-nilai tersebut dianalisa pada berbagai kondisi dan diplot ke dalam grafik Mn – Pn sehingga diperoleh bentuk grafik seperti gambar 5.78 di bawah ini:



Gambar 5.78 Grafik Hubungan Mn – Pn pada Bore Pile

Dari grafik di atas dapat dihasilkan rasio luas tulangan terhadap luas beton ( $A_{st}$ ) = 1 % Ag.

Diameter tulangan pokok yang digunakan 25 mm,

$$A_{\Phi} \text{ tul pokok } (Ad) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 = 490,875 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan, n:

$$n = \frac{A_s}{A_{\Phi}} = \frac{17671,5}{490,875} = 36 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan 36 D25

## 2) Perencanaan tulangan geser

$$\text{Kuat tekan beton } (f'c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat leleh baja } (fy) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (Es) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi teg beton } \beta_1 = 0,85 \text{ karena } f'c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,6$$

$$\text{Tebal selimut beton } (d_c) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang bor, D} = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tiang } \textit{bore pile} (Ag) &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1500^2 \\ &= 1767150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan geser yang digunakan, db} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan geser, } A_{ldb} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas lingkaran dalam, } Ac &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (D - 2 \cdot pb - 2 \cdot db)^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (1500 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 16)^2 \\ &= 1513107,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_u = H \text{ ijin} = 501,91 \text{ kN} = 501908,175 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times Ac = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1513107,66 \\ &= 1381271,99 \text{ N} \end{aligned}$$

Nilai  $V_c > V_u$ , maka *bore pile* direncanakan menggunakan tulangan spiral minimum,

Dipakai tulangan D16 – 300

## g. Perencanaan Tulangan *Pile Cap*

Gaya geser maksimum *pile cap* disebabkan oleh P maks tiang bor dari Tabel 5.114 Kontrol Gaya pada Tiang Bor Terhadap Daya Dukung Aksial.

$$P \text{ maks} = 4916,46 \text{ kN}$$

Jumlah baris tiang bor,  $n_b = 4$   
 Jumlah tiang bor dalam satu baris,  $n_t = 4$   
 Jarak antar as tiang bor dalam satu baris,  $x_t = 1,5$  m  
 Jarak antar baris tiang bor,  $x_b = 1,5$  m  
 Lebar kolom *pier* arah x,  $b_x = 6$  m  
 Lebar kolom *pier* arah y,  $b_y = 3$  m

Ukuran *pile cap*:

Lebar arah x,  $B_x = 12$  m

Lebar arah y,  $B_y = 12$  m

1) Kombinasi Pembebanan *Ultimate Pile Cap*

Tabel 5.117 Kombinasi *Ultimate 1*

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2	7107,5				
4	Beban pejalan kaki	2	2520				
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2					
7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		101780				

Tabel 5.118 Kombinasi *Ultimate 2*

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2					
4	Beban pejalan kaki	2	2520				
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							

Lanjutan Tabel 5.118 Kombinasi *Ultimate 2*

6	Beban angin	1,2					
7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		94672				

Tabel 5.119 Kombinasi *Ultimate 3*

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2	7107,5				
4	Beban pejalan kaki	2	2520				
5	Gaya rem	2		1000		16600	
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2	508,032	55,566	1041,4	461,197	15685,488
7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		102288	1056	1041	17061	15685

Tabel 5.120 Kombinasi *Ultimate 4*

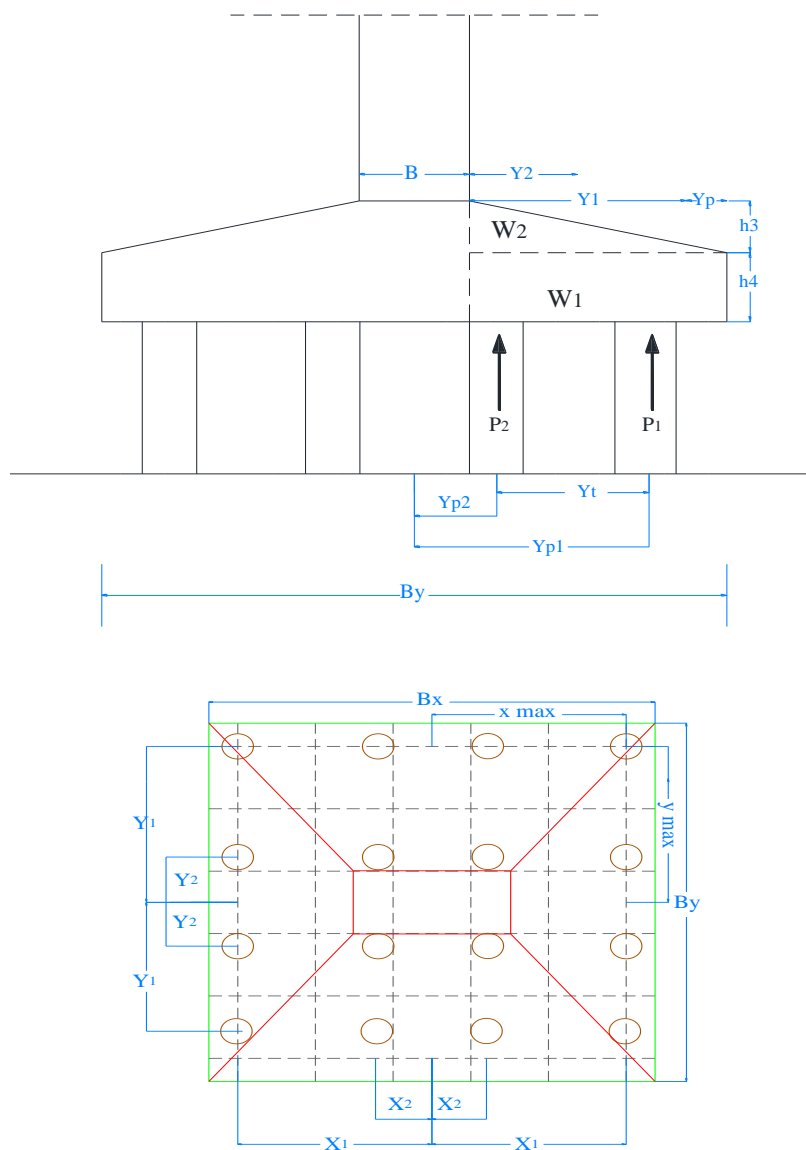
No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Faktor Beban	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2					
4	Beban pejalan kaki	2					
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2					
7	Beban gempa	1		7851,114	8703,71	99676,6	110501
	JUMLAH		92152	7851	8704	99677	110501

Tabel 5.121 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Ultimate*

No	Kombinasi	Vertikal Pu (kN)	Horizontal		Momen	
			Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kN.m)	Muy (kN.m)
1	Kombinasi 1	101779,95	0	0	0	0
2	Kombinasi 2	94672,452	0	0	0	0
3	Kombinasi 3	102287,98	1055,566	1041,46	17061,198	15685,488
4	Kombinasi 4	92152,452	7851,114	8703,71	99676,618	110501,106

2) Tinjauan *Pile Cap* Arah Memanjang Jembatan (arah X)

a) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri



Gambar 5.79 Gaya Reaksi *Pile Cap* ditinjau dari Arah X

Jarak pusat tiang bor ke tepi luar *pile cap* (lihat gambar 5.79 di atas):

$$x_p = \frac{(Bx - (nt - 1).xt)}{2} = \frac{(12 - (4 - 1).1,5)}{2} = 3,75 \text{ m}$$

Tabel 5.122 Perhitungan Momen Maksimum *Pile Cap* (X) pada *Pier*

Jarak tiang thd pusat pile cap		Lengan thd sisi luar dinding		M = nb . Pmaks . Xi (kN.m)
Xpi	(m)	Xi	(m)	
Xp1=Bx/2-Xp	2,25	X1=Xp1-B/2	1,5	29498,77
Xp2=Bx/2-Xp-Xt	0,75	X2=Xp2-B/2	0	0
Xp3=Bx/2-Xp-2Xt	0	X3=Xp3-B/2	Tidak ada	0
Momen maksimum pada pile cap, Mp				29498,77

Tabel 5.123 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Pile Cap*

Kode	Parameter berat bagian beton					Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)
	b (m)	h (m)	Lebar (m)	Shape	Bj (kN/m <sup>3</sup> )			
W1	3	1,8	12	1	25,5	1652,4	1,5	2478,6
W2	3	1,5	12	0,5	25,5	1377	2	2754
					PMS	3029,4	MMS	5232,6

Faktor beban *ultimate* untuk berat sendiri = 1,3

$$P_{MS \text{ pile cap}} = 1,3 \cdot P_{MS} = 1,3 \cdot 3029,4 = 3938,22 \text{ kN}$$

$$M_{MS \text{ pile cap}} = 1,3 \cdot M_{MS} = 1,3 \cdot 5232,6 = 6802,38 \text{ kN.m}$$

Momen rencana *ultimate pile cap*:

$$M_{r \text{ ult}} = M_p - M_{MS} = 29498,77 - 6802,38 = 22696,39 \text{ kN.m}$$

dengan lebar *pile cap* arah y, By = 12 m

$$\text{Maka momen rencana } \textit{ultimate}, M_{r \text{ ult}} = \frac{22696,39}{12} = 1891,37 \text{ kN.m}$$

Gaya geser rencana *ultimate pile cap*:

$$\begin{aligned} V_{r \text{ ult}} &= (3 \cdot nb \cdot P_{maks}) - P_{MS} = (3 \cdot 4 \cdot 4916,46) - 3938,22 \\ &= 55059,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang

$$X_{p1} = 2,25 \text{ m}; \quad \Sigma B \cdot X^2 = 270 \text{ m}^2$$

$$X_{p2} = 0,75 \text{ m}; \quad n = 16 \text{ buah}$$

Gaya aksial *ultimate* yang diderita satu tiang bor,  $P_i$

$$P_i = \frac{P_u}{n} + M_{ux} \cdot \frac{X_i}{\sum BX^2}$$

Tabel 5.124 Gaya aksial *ultimate* yang diderita satu tiang bor

No	Kombinasi	$P_u$ (kN)	$M_{ux}$ (kN)	$P_1$ (kN)	$P_2$ (kN)	$P_3$ (kN)
1	Kombinasi 1	101779,95	0	6361,24	6361,247	6361,247
2	Kombinasi 2	94672,452	0	5917,02	5917,028	5917,028
3	Kombinasi 3	102287,98	17061	6392,99	6392,999	6392,999
4	Kombinasi 4	92152,452	99677	6424,03	6424,039	6424,039

Momen *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,  $M_{up}$ :

$$M_{up} = \sum \left[ n y_i \cdot P_i \cdot \left( X_i - \frac{h \text{ pile cap}}{2} \right) \right]$$

Gaya geser *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,  $V_{up}$ :

$$V_{up} = \sum [n y_i \cdot P_i]$$

Tabel 5.125 Momen dan Geser *Ultimate Pile Cap* Akibat Reaksi Tiang

No	$X_i$ (m)	$X_i - (h/2)$ (m)	$P_i$ (kN)	$n y_i \cdot P_i$ (kN)	$M_{upi}$ (kN.m)
1	2,25	1,35	6424,039	25696,156	34689,811
2	0,75	-0,15	6424,039	25696,156	-3854,423
Jumlah				51392,312	30835,387

c) Perencanaan Tulangan Lentur *Pile Cap* arah X

Momen rencana,  $M_{ux}$  = 22696,3 kN.m

Lebar *pile cap* arah y,  $B_y$  = 12 m = 12000 mm

Lebar *pile cap* arah y ditinjau per 1 m, b = 1000 mm

Mu ditinjau per 1 m =  $\frac{M_u}{B_y}$  =  $\frac{22696,3}{12}$  = 1891 kN.m

Tinggi *pile cap*,  $h_{tot}$  = 3,3 m = 3300 mm

Tebal penutup beton, pb = 40 mm

Diameter tulangan pokok, D = 32 mm

Jarak tulangan ke sisi luar beton,  $d'$  = pb + (0,5 D)  
= 40 + (0,5 . 32)



	= 56 mm
Tinggi efektif <i>pile cap</i> , $d = h_{tot} - d'$	= 3244 mm
Faktor reduksi lentur, $\Phi$	= 0,8
Faktor reduksi geser, $\Phi$	= 0,6
Mutu beton, $f'c$	= 30 MPa
Mutu baja, $f_y$	= 400 MPa
Faktor bentuk distribusi teg beton $\beta_1$	= 0,85 ( $f'c \leq 30$ MPa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{1891 \times 10^6}{0,8}$$

$$= 2,36 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen (Rn)} = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{2,36 \times 10^9}{1000 \times 3244^2}$$

$$= 0,22$$

$R_n < R_{max} \rightarrow \text{Ok.}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,22}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,00056$$

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

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 3244 \\ &= 11354 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\varnothing 32 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \varnothing^2 \times b}{A_s} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{11354} = 70,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 70 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 70

d) Perencanaan Tulangan Geser *Pile Cap* Arah X

– Tinjauan terhadap gaya geser pons

$$\text{Kuat tekan beton rencana (} f'_c \text{)} = 30 \text{ MPa}$$

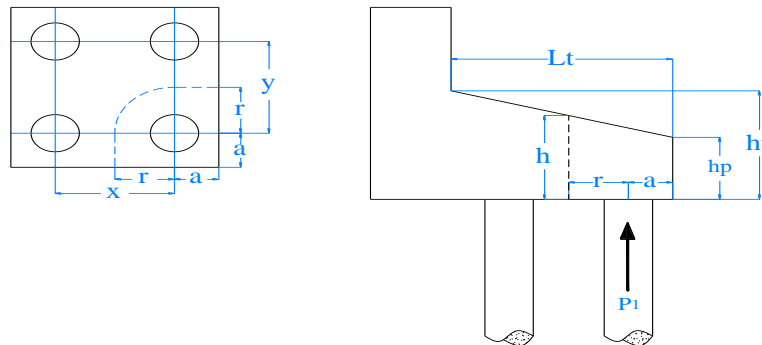
$$\begin{aligned} \text{Kuat geser pons yang disyaratkan (} f_v \text{)} &= 0,3 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 0,3 \times \sqrt{30} \\ &= 1,6432 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser (} \Phi \text{)} = 0,6$$

$$\text{Jarak antara tiang bor arah x,} = 1,5 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antara tiang bor arah y,} = 1,5 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tiang bor terhadap tepi, } a = 0,75 \text{ m} = 750 \text{ mm}$$



Gambar 5.80 Gaya geser pons ditinjau dari Arah X

$$r = \frac{x}{2} = \frac{y}{2} = \frac{1500}{2} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } \textit{pile cap} \text{ bagian bawah, } h_p = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi total } \textit{pile cap}, h_t = 3300 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang sisi } \textit{pile cap}, L_t = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal bidang kritis geser pons, } h$$

$$h = h_p + (r + a)/L_t \cdot (h_t - h_p)$$

$$= 1800 + (750 + 750)/3000 \cdot (3300 - 1800)$$

$$= 2550 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif bidang kritis geser pons, } d = h - d'$$

$$= 2550 - 56$$

$$= 2494 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang total bidang kritis, } L_v = 2 \cdot (r + a) + (\pi/2) \cdot r$$

$$= 2 \cdot (750 + 750) \cdot (\pi/2) \cdot 750$$

$$= 4178,1 \text{ mm}$$

$$\text{Luas bidang kritis geser pons, } A_v = L_v \cdot h$$

$$= 4178,1 \cdot 2550$$

$$= 10654155 \text{ mm}^2$$

$$\text{Gaya geser pons nominal, } P_n = A_v \cdot f_v$$

$$= 10654155 \cdot 1,6432$$

$$= 17506563,07 \text{ N}$$

$$\text{Kapasitas geser pons, } P_n \cdot \Phi = 17506563,07 \cdot 0,6$$

$$= 10503937,8 \text{ N}$$

$$= 10503,93 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi } \textit{ultimate} \text{ satu tiang bor, } P_1 = 6424,04 \text{ kN}$$

$$P_1 < P_n \cdot \Phi \longrightarrow \text{Aman.}$$

– Tinjauan terhadap geser lentur

$$\text{Gaya geser rencana, } V_u = 55059320,24 \text{ N}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ arah } y, B_y = 12 \text{ m} = 12000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser, } \Phi = 0,6$$

$$\text{Tinggi efektif } \textit{pile cap}, d = h_{\text{tot}} - d' = 3244 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang, } D_{\text{seng.}} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 12000 \cdot 3244 = 35536239,53 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton:

$$V_c \cdot \Phi = 35536239,53 \cdot 0,6$$

$$= 21321743,72 \text{ N} < V_u = 55059320,24 \text{ N}$$

Maka diperlukan tulangan geser:

$$V_s = (V_u / 0,6) - V_c$$

$$= (55059320,24 / 0,6) - 35536239,53$$

$$= 56229294,2$$

n seng. = 6

$$s = (n \text{ seng.} \cdot A_d \cdot f_y \cdot d) / V_s$$

$$= (6 \cdot (3,1416 / 4 \cdot 25^2 \cdot 400 \cdot 3244)) / 56229294,2$$

$$= 67,9 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D25 – 60

– Perencanaan tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 50% dari tulangan pokok.

$$A_s' = 50\% \times A_s = 5677 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan Ø 25 mm

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \phi^2 \times b}{A_s'}$$

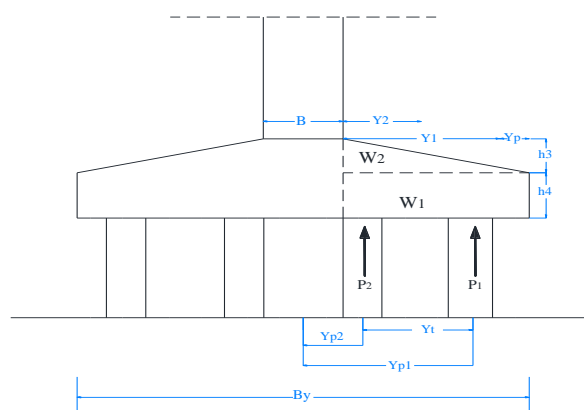
$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{5677} = 86,46 \text{ mm}$$

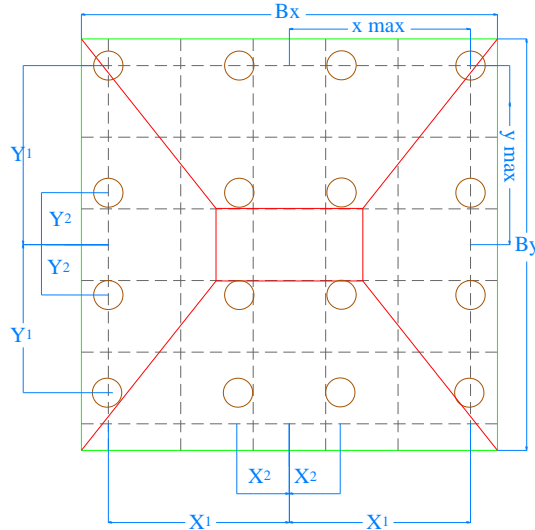
S pakai = 80 mm

Maka tulangan yang digunakan = D25 – 80

3) Tinjauan *Pile Cap* Arah Melintang Jembatan (arah Y)

a) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri





Gambar 5.81 Gaya Reaksi *Pile Cap* ditinjau dari Arah Y

Jarak pusat tiang bor ke tepi luar *pile cap* (lihat gambar 5.81 di atas):

$$y_p = \frac{(B_y - (n_t - 1) \cdot x_t)}{2} = \frac{(12 - (4 - 1) \cdot 1,5)}{2} = 3,75 \text{ m}$$

Tabel 5.126 Perhitungan Momen Maksimum *Pile Cap* (Y) pada *Pier*

Jarak tiang thd pusat <i>pile cap</i>		Lengan thd sisi luar dinding		M = nb . Pmaks . Yi (kN.m)
Y <sub>pi</sub>	(m)	Y <sub>i</sub>	(m)	
Y <sub>p1</sub> = B <sub>y</sub> /2 - Y <sub>p</sub>	4	Y <sub>1</sub> = Y <sub>p1</sub> - B/2	3,75	73746,93
Y <sub>p2</sub> = B <sub>y</sub> /2 - Y <sub>p</sub> - X <sub>t</sub>	1,5	Y <sub>2</sub> = Y <sub>p2</sub> - B/2	0,75	14749,39
Y <sub>p3</sub> = B <sub>y</sub> /2 - Y <sub>p</sub> - 2X <sub>t</sub>	0	Y <sub>3</sub> = Y <sub>p3</sub> - B/2	Tidak ada	0
Momen maksimum pada <i>pile cap</i> , M <sub>p</sub>				88496,31

Tabel 5.127 Perhitungan Gaya dan Momen Akibat Berat Sendiri *Pile Cap*

Kode	Parameter berat bagian beton					Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)
	b (m)	h (m)	Lebar (m)	Shape	B <sub>j</sub> (kN/m <sup>3</sup> )			
W1	3	1,8	12	1	25,5	1652,4	1,5	2478,6
W2	3	1,5	12	0,5	25,5	1377	2,00	2754
					PMS	3029,4	MMS	5232,6

Faktor beban *ultimate* untuk berat sendiri = 1,3

Maka, P<sub>MS</sub> *pile cap* = 1,3 . P<sub>MS</sub> = 1,3 . 3029,4 = 3938,22 kN

$$M_{MS} \text{ pile cap} = 1,3 \cdot M_{MS} = 1,3 \cdot 5232,6 = 6802,38 \text{ kN.m}$$

Momen rencana *ultimate pile cap*:

$$M_{r \text{ ult}} = M_p - M_{MS} = 88496,31 - 6802,38 = 81693,93 \text{ kN.m}$$

dengan lebar *pile cap* arah y,  $B_y = 12 \text{ m}$

$$\text{Maka momen rencana } \textit{ultimate}, M_{r \text{ ult}} = \frac{81693,93}{12} = 6807,83 \text{ kN.m}$$

Gaya geser rencana *ultimate pile cap*:

$$\begin{aligned} V_{r \text{ ult}} &= 3 \cdot n_b \cdot P_{\text{maks}} - P_{MS} = 3 \cdot 4 \cdot 4916,46 - 3938,22 \\ &= 55059,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang

$$Y_{p1} = 4,5 \text{ m}; \quad \Sigma B \cdot Y^2 = 270 \text{ m}^2$$

$$Y_{p2} = 1,5 \text{ m}; \quad n = 16 \text{ buah}$$

Gaya aksial *ultimate* yang diderita satu tiang bor,  $P_i$

$$P_i = \frac{P_u}{n} + M_{ux} \cdot \frac{Y_i}{\Sigma Y^2}$$

Tabel 5.128 Gaya aksial *ultimate* yang diderita satu tiang bor

No	Kombinasi	$P_u$ (kN)	$M_{uy}$ (kN)	$P_1$ (kN)	$P_2$ (kN)	$P_3$ (kN)
1	Kombinasi 1	101779,95	0	6361,247	6361,247	6361,247
2	Kombinasi 2	94672,452	0	5917,028	5917,028	5917,028
3	Kombinasi 3	102287,98	15685,48	6392,999	6392,999	6392,999
4	Kombinasi 4	92152,452	110501,1	6496,202	6496,202	6496,202

Momen *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,  $M_{up}$

$$M_{up} = \Sigma \left[ n_x \cdot P_i \cdot \left( Y_i - \frac{h \text{ pile cap}}{2} \right) \right]$$

Gaya geser *ultimate pile cap* akibat reaksi tiang,  $V_{up}$

$$V_{up} = \Sigma [n_x \cdot P_i]$$

Tabel 5.129 Momen dan Geser *Ultimate Pile Cap* Akibat Reaksi Tiang

No	$Y_{pi}$ (m)	$Y_{pi} - (h/2)$ (m)	$P_i$ (kN)	$n_x \cdot P_i$ (kN)	$M_{upi}$ (kN.m)
1	5	3,6	6496,202	25984,809	93545,313
	1,5	0,6	6496,202	25984,809	15590,885
Jumlah				58736,378	265292,64

c) Perencanaan Tulangan Lentur *Pile Cap* arah Y

Momen rencana, $M_u$	= 81693,93 kN.m
Lebar <i>pile cap</i> arah y, $B_y$	= 12 m = 12000 mm
Lebar <i>pile cap</i> arah y ditinjau per 1 m, $b$	= 1000 mm
Mu ditinjau per m = $\frac{M_u}{B_y}$	= $\frac{81693,9}{12} = 6807$ kN.m
Tinggi <i>pile cap</i> , $h_{tot}$	= 3,3 m = 3300 mm
Tebal penutup beton, $p_b$	= 40 mm
Diameter tulangan pokok, $D$	= 32 mm
Jarak tulangan ke sisi luar beton, $d'$	= $p_b + (0,5 D)$ = $40 + (0,5 \cdot 32)$ = 56 mm
Tinggi efektif <i>pile cap</i> , $d = h_{tot} - d'$	= 3244 mm
Faktor reduksi lentur, $\Phi$	= 0,8
Faktor reduksi geser, $\Phi$	= 0,6
Mutu beton, $f'_c$	= 30 MPa
Mutu baja, $f_y$	= 400 MPa
Faktor bentuk distribusi teg. Beton, $\beta_1$	= 0,85 ( $f'_c \leq 30$ MPa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1}{m} \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85}{15,686} \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \times f'_c} \right)$$

$$R_{max} = 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times \left( 1 - \frac{\frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$R_{max} = 7,888$$

$$\text{Momen nominal rencana (Mn)} = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{6807 \times 10^6}{0,8}$$

$$= 8,5 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{8,5 \times 10^9}{1000 \times 3244^2} \\ &= 0,81 \end{aligned}$$

$Rn < Rmax \rightarrow \text{Ok.}$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c}{fy} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c} \right)} \right]$$

$$\rho = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,81}{0,85 \times 30} \right)} \right]$$

$$\rho = 0,0021$$

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

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 3244 \\ &= 11354 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset 32 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{As} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 32^2 \times 1000}{11354} = 70,83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 70 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D32 – 70

#### d) Perencanaan Tulangan Geser *Pile Cap* Arah Y

– Tinjauan terhadap gaya geser pons

$$\text{Kuat tekan beton rencana (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat geser pons yang disyaratkan (fv)} = 0,3 \times \sqrt{f'c}$$

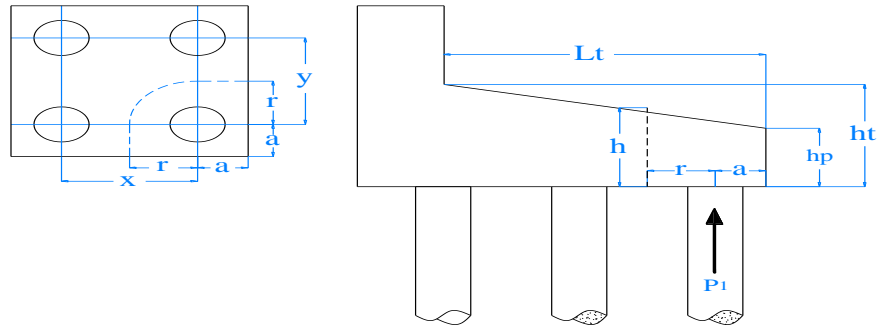
$$= 0,3 \times \sqrt{30}$$

$$= 1,6432 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0,6$$



Jarak antara tiang bor arah x, = 1,5 m = 1500 mm  
 Jarak antara tiang bor arah y, = 1,5 m = 1500 mm  
 Jarak tiang bor terhadap tepi, a = 0,75 m = 750 mm



Gambar 5.82 Gaya geser pons ditinjau dari arah Y

$$r = \frac{y}{2} = \frac{1500}{2} = 750 \text{ mm}$$

Tinggi *pile cap* bagian bawah,  $h_p$  = 1800 mm

Tinggi total *pile cap*,  $h_t$  = 3300 mm

Panjang sisi *pile cap*,  $L_t$  = 3000 mm

Tebal bidang kritis geser pons,  $h$

$$\begin{aligned} h &= h_p + (r + a) / L_t \cdot (h_t - h_p) \\ &= 1800 + (750 + 750) / 3000 \cdot (3300 - 1800) \\ &= 2550 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal efektif bidang kritis geser pons,  $d = h - d'$

$$\begin{aligned} &= 2550 - 56 \\ &= 2494 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang total bidang kritis,  $L_v = 2 \cdot (r + a) + (\pi/2) \cdot r$

$$\begin{aligned} &= 2 \cdot (750 + 750) + (\pi/2) \cdot 750 \\ &= 4178,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas bidang kritis geser pons,  $A_v = L_v \cdot h$

$$\begin{aligned} &= 4178,1 \cdot 2550 \\ &= 10654155 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gaya geser pons nominal,  $P_n = A_v \cdot f_v$

$$= 10654155 \cdot 1,6432$$

$$= 17506563,07 \text{ N}$$

$$\text{Kapabilitas geser pons, } P_n \cdot \Phi = 17506563,07 \cdot 0,6$$

$$= 10503937,8 \text{ N}$$

$$= 10503,93 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi } ultimate \text{ satu tiang bor, } P_1 = 6496,2 \text{ kN}$$

$$P_1 < P_n \cdot \Phi \rightarrow \text{Aman.}$$

– Tinjauan terhadap geser lentur

$$\text{Gaya geser rencana, } V_u = 55059320,24 \text{ N}$$

$$\text{Lebar } pile \text{ cap arah y, } B_y = 12 \text{ m} = 12000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi geser, } \Phi = 0,6$$

$$\text{Tinggi efektif } pile \text{ cap, } d = h_{tot} - d' = 3244 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang, } D_{sengk} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton, } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 12000 \cdot 3244 = 35536239,53 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton:

$$V_c \cdot \Phi = 35536239,53 \cdot 0,6$$

$$= 21321743,72 \text{ N} < V_u = 55059320,24 \text{ N}$$

Maka diperlukan tulangan geser:

$$V_s = V_u / 0,6 - V_c$$

$$= (55059320,24 / 0,6) - 35536239,53$$

$$= 56229294,2$$

$$n \text{ seng.} = 6$$

$$s = (n \text{ seng.} \cdot A_d \cdot f_y \cdot d) / V_s$$

$$= (6 \cdot (3,1416 / 4 \cdot 25^2 \cdot 400 \cdot 3244)) / 56229294,2$$

$$= 67,9 \text{ mm}$$

Maka tulangan yang digunakan = D25 – 60

– Perencanaan tulangan pembagi

Untuk tulangan pembagi diambil 50% dari tulangan pokok,

$$A_s' = 50\% \times A_s = 5677 \text{ mm}^2$$

Digunakan diameter tulangan  $\emptyset$  25 mm

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\frac{\pi}{4} \times \emptyset^2 \times b}{A_s'}$$

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 25^2 \times 1000}{5677} = 86,46 \text{ mm}$$

S pakai = 80 mm

Maka tulangan yang digunakan = D25 – 80

h. Perencanaan Kolom *Pier*

Perencanaan tulangan pada kolom *pier* dilakukan dengan menggunakan diagram interaksi Mn dan Pn dan direncanakan dengan dua arah yaitu arah memanjang jembatan dan arah melintang jembatan.

1) Kombinasi Pembebanan *Ultimate* Kolom *Pier*

Tabel 5.130 Kombinasi *Ultimate* 1

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2	7107,5				
4	Beban pejalan kaki	2	2520				
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2					
7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		101779,95				

Tabel 5.131 Kombinasi *Ultimate* 2

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2					
4	Beban pejalan kaki	2	2520				
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2					

Lanjutan Tabel 5.131 Kombinasi *Ultimate 2*

7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		94672,45				

Tabel 5.132 Kombinasi *Ultimate 3*

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Momen (kN.m)	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2	7107,5				
4	Beban pejalan kaki	2	2520				
5	Gaya rem	2		1000		16600	
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2	508,032	55,566	1041,46	461,1978	15685,48
7	Beban gempa	1					
	JUMLAH		102287,98	1055,56	1041,46	17061,19	15685,48

Tabel 5.133 Kombinasi *Ultimate 4*

No	Beban Kerja	Faktor Beban	Vertikal Pu (kN)	Horizontal (kN)		Faktor Beban	
				Hux	Huy	Mux	Muy
A. Aksi Tetap							
1	Berat mati sendiri	1,3	83626,45				
2	Berat mati tambahan	2	8526				
B. Beban Lalu Lintas							
3	Beban lajur "D"	2					
4	Beban pejalan kaki	2					
5	Gaya rem	2					
C. Aksi Lingkungan							
6	Beban angin	1,2					
7	Beban gempa	1		7851,11	8703,71	99676,62	110501,1
	JUMLAH		92152,45	7851,11	8703,71	99676,62	110501,1

Tabel 5.134 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Ultimate*

No	Kombinasi	Vertikal Pu (kN)	Horizontal		Momen	
			Hux (kN)	Huy (kN)	Mux (kN.m)	Muy (kN.m)
1	Kombinasi 1	101779,95	0	0	0	0

Lanjutan Tabel 5.134 Tabel Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan *Ultimate*

2	Kombinasi 2	94672,45	0	0	0	0
3	Kombinasi 3	102287,98	1055,57	1041,47	17061,20	15685,49
4	Kombinasi 4	92152,45	7851,11	8703,71	99676,62	110501,11

2) Tinjauan Kolom *Pier* Arah Memanjang jembatan (arah X)

a) Perencanaan tulangan lentur kolom *pier*

Gaya aksial nominal ( $P_u / 0,6$ ), $P_n$	= 170479,973 kN
Momen nominal ( $M_u / 0,6$ ), $M_n$	= 166127,697 kN.m
Kuat tekan beton ( $f'_c$ )	= 30 MPa
Kuat leleh baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Modulus elastisitas baja ( $E_s$ )	= 200000 MPa
Faktor bentuk distribusi teg beton $\beta_1$	= 0,85 karena $f'_c \leq 30$ MPa
Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\Phi$ )	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ )	= 0,6
Regangan batas desak beton, ( $\epsilon_{cu}$ )	= 0,003
Tebal selimut beton ( $d_c$ )	= 40 mm
Diameter tulangan sengkang	= 16 mm
$\phi$ tul pokok ( $d_b$ )	= 32 mm
$A_\phi$ tul pokok ( $A_d$ )	= 804,25 mm <sup>2</sup>
Lebar kolom <i>pier</i> luar, $b_1$	= 3000 mm
Panjang kolom <i>pier</i> luar, $h_1$	= 6000 mm
Lebar kolom <i>pier</i> dalam, $b_2$	= 1500 mm
Panjang kolom <i>pier</i> dalam, $h_2$	= 3000 mm
Tinggi kolom <i>pier</i> , $H$	= 10000 mm
Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik ( $d'$ )	= 72 mm
Tinggi efektif beton ( $d = h - d'$ )	= 5928 mm

– Diagram Mn-Pn

$$\begin{aligned} \text{Luas kolom } pier (A_g) &= (B_1 \cdot H_1) - (B_2 \cdot H_2) \\ &= (3000 \cdot 6000) - (1500 \cdot 3000) \\ &= 13500000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

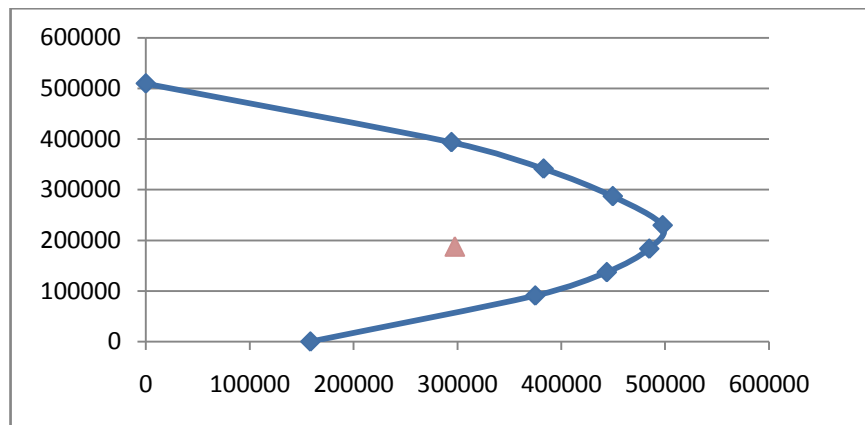
Rasio luas tulangan terhadap luas beton untuk arah X ( $A_{st} = 1\%$   $A_g$ ).

$$A_{st} = 1 \% \times 13500000$$

$$= 1350000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = \frac{A_{st}}{2} = \frac{1350000}{2} = 67500 \text{ mm}^2$$

Kemudian nilai-nilai tersebut dianalisa pada berbagai kondisi dan diplot ke dalam grafik Mn – Pn sehingga diperoleh bentuk grafik seperti gambar 5.83 di bawah ini:



Gambar 5.83 Grafik Hubungan Mn – Pn pada *pier* arah X

Dari grafik di atas dapat dihasilkan rasio luas tulangan terhadap luas beton ( $A_{st} = 1 \% A_g$ ).

Diameter tulangan pokok yang digunakan 32 mm.

$$A_{\Phi} \text{ tul pokok } (A_d) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang digunakan, n:

$$n = \frac{A_s}{A_{\Phi}} = \frac{67500}{804,248} = 84 \text{ buah.}$$

Cek jumlah tulangan maksimum dalam satu lapis, coba satu lapis 45 buah:

$$s = \frac{b - 2(pb + \emptyset \text{sengkan g}) - n \cdot \emptyset \text{pokok}}{n - 1}$$

$$= \frac{3000 - 2(40 + 16) - 45 \cdot 32}{45 - 1}$$

$$= 32,9 \geq 32 \text{ mm (Ok)}$$

Maka tulangan harus dipasang 2 lapis sehingga jumlah tulangan yang diperlukan untuk tiap sisi adalah 56 D32.

b) Perencanaan tulangan geser kolom *pier*

Perhitungan tulangan geser kolom *pier* didasarkan atas beban horizontal *ultimate* terhadap kolom *pier* (lihat tabel 5.134).

$$V_u = H_x \max = H_y \max = 7851,114 \text{ kN} = 7851114 \text{ N}$$

$$b = 3 \text{ m} = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif beton } (d = h - d') = 5928 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 3000 \times 5928 \\ &= 16234496,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \times 16234496,6 = 9740697,963 \text{ N}$$

$$\Phi \cdot V_c > V_u = 9740697,963 \text{ N} > 7851114 \text{ N}$$

Maka hanya perlu tulangan geser minimum.

Digunakan tulangan geser D13 – 300 mm.

3) Tinjauan Kolom *Pier* Arah Melintang jembatan (arah Y)

a) Perencanaan tulangan lentur kolom *pier*

Gaya aksial nominal ( $P_u / 0,6$ ), $P_n$	= 284133,289 kN
Momen nominal ( $M_u / 0,6$ ), $M_n$	= 184168,509 kN.m
Kuat tekan beton ( $f'c$ )	= 30 MPa
Kuat leleh baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Modulus elastisitas baja ( $E_s$ )	= 200000 MPa
Faktor bentuk distribusi teg beton $\beta_1$	= 0,85 karena $f'c \leq 30 \text{ MPa}$
Faktor reduksi kekuatan lentur ( $\Phi$ )	= 0,8
Faktor reduksi kekuatan geser ( $\Phi$ )	= 0,6
Regangan batas desak beton, ( $\epsilon_{cu}$ )	= 0,003
Tebal selimut beton ( $d_c$ )	= 40 mm
Diameter tulangan sengkang	= 16 mm
$\emptyset$ tul pokok ( $d_b$ )	= 32 mm
$A_\Phi$ tul pokok ( $Ad$ )	= 804,25 mm <sup>2</sup>
Lebar kolom <i>pier</i> luar, $b_1$	= 6000 mm
Panjang kolom <i>pier</i> luar, $h_1$	= 3000 mm
Lebar kolom <i>pier</i> dalam, $b_2$	= 3000 mm

Panjang kolom *pier* dalam,  $h_2$  = 1500 mm  
 Tinggi kolom *pier*,  $H$  = 10000 mm  
 Jarak dari serat tarik terluar ke pusat tulangan tarik ( $d'$ ) = 72 mm  
 Tinggi efektif beton ( $d = h - d'$ ) = 2928 mm

– Diagram Mn-Pn

$$\begin{aligned} \text{Luas kolom } pier (A_g) &= (B_1 \cdot H_1) - (B_2 \cdot H_2) \\ &= (6000 \cdot 3000) - (3000 \cdot 1500) \\ &= 9000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

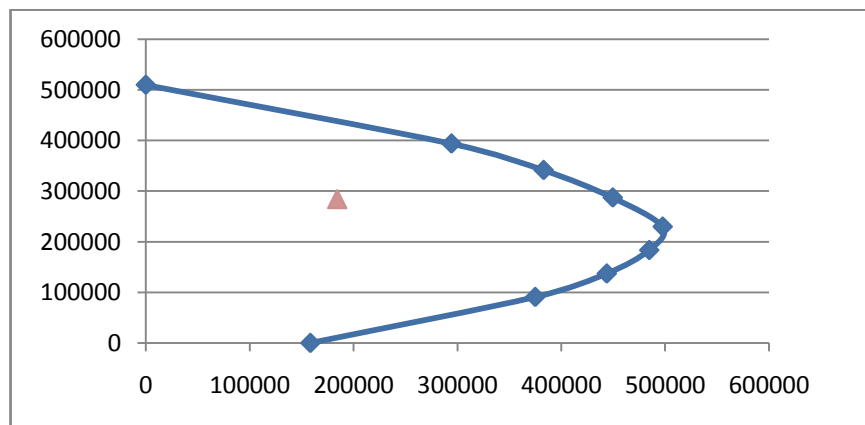
Rasio luas tulangan terhadap luas beton untuk arah Y ( $A_{st}$ ) = 1 %

$A_g$

$$\begin{aligned} A_{st} &= 1 \% \times 9000000 \\ &= 900000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = A_{s'} = \frac{A_{st}}{2} = \frac{900000}{2} = 450000 \text{ mm}^2$$

Kemudian nilai-nilai tersebut dianalisa pada berbagai kondisi dan diplot ke dalam grafik Mn – Pn sehingga diperoleh bentuk grafik seperti gambar 5.84 di bawah ini:



Gambar 5.84 Grafik Hubungan Mn – Pn pada *pier* arah Y

Dari grafik di atas dapat dihasilkan rasio luas tulangan terhadap luas beton ( $A_{st}$ ) = 1 %  $A_g$ .

Diameter tulangan pokok yang digunakan 32 mm.

$$A_{\phi} \text{ tul pokok } (A_d) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang digunakan,  $n$ :



$$n = \frac{A_s}{A\Phi} = \frac{67500}{804,248} = 84 \text{ buah.}$$

Cek jumlah tulangan maksimum dalam satu lapis, coba satu lapis 45 buah:

$$\begin{aligned} s &= \frac{b-2(pb + \text{Øsengkang}) - n.\text{Øpokok}}{n-1} \\ &= \frac{3000-2(40+16)-45.32}{45-1} \\ &= 32,9 \geq 32 \text{ mm (Ok)} \end{aligned}$$

Maka tulangan harus dipasang 2 lapis sehingga jumlah tulangan yang diperlukan untuk tiap sisi adalah 84 D32.

b) Perencanaan tulangan geser kolom *pier*

Perhitungan tulangan geser kolom *pier* didasarkan atas beban horizontal *ultimate* terhadap kolom *pier* (lihat tabel 5.134).

$$V_u = H_x \max = H_y \max = 8703,714 \text{ kN} = 8703714 \text{ N}$$

$$b = 6 \text{ m} = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif beton } (d = h - d') = 2928 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 3000 \times 2928 \\ &= 16037316,48 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \times 16037316,48 = 9622389,89 \text{ N}$$

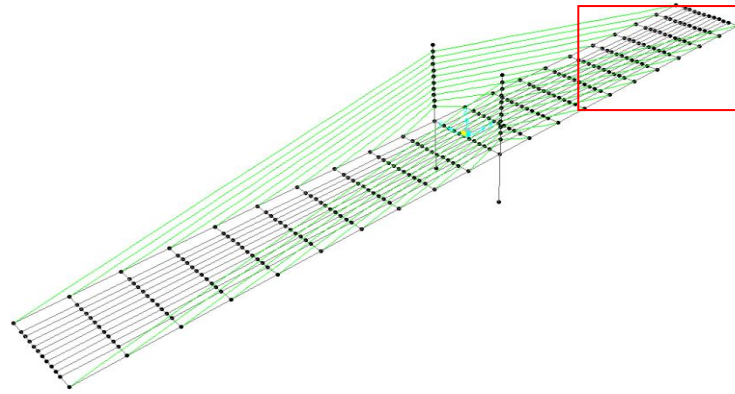
$$\Phi \cdot V_c > V_u = 9622389,89 \text{ N} > 8703714 \text{ N}$$

Maka hanya perlu tulangan geser minimum.

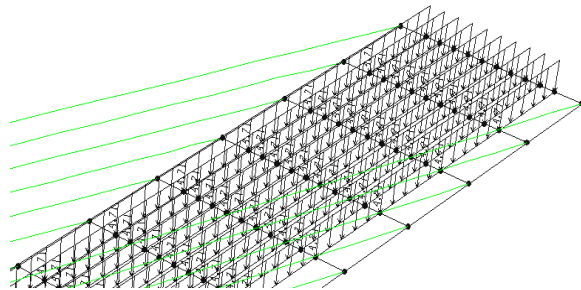
Digunakan tulangan geser D13 – 300 mm.

### 5.3 KETERANGAN GAMBAR PEMBEBANAN JEMBATAN PADA SAP

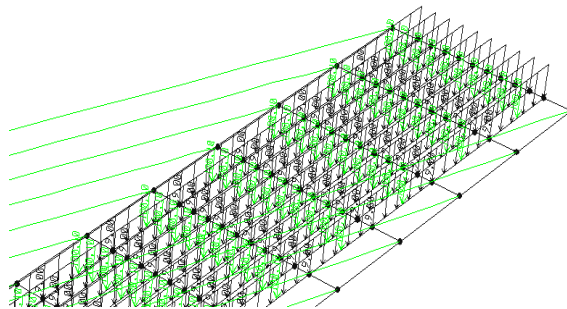
Gambar 5.85 sampai gambar 5.91 di bawah ini menjelaskan tentang cara memasukkan beban-beban dalam program SAP untuk menghitung analisis struktur.



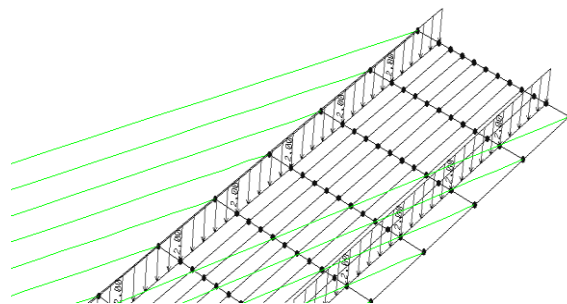
Gambar 5.85 Struktur jembatan



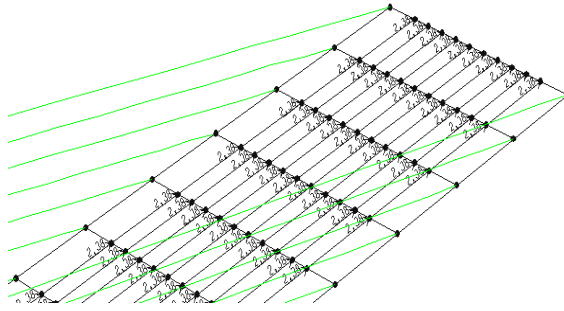
Gambar 5.86 Pembebanan KMA pada gelagar



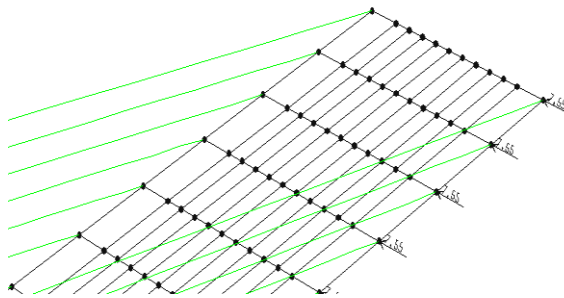
Gambar 5.87 Pembebanan KTD pada gelagar



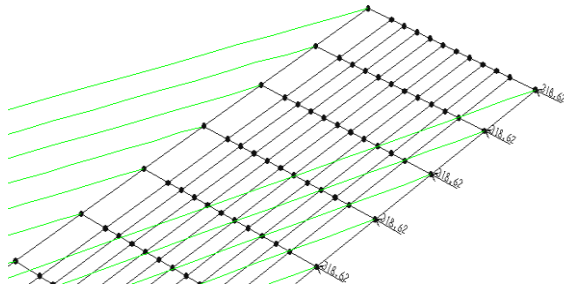
Gambar 5.88 Pembebanan KTP pada gelagar



Gambar 5.89 Pembebanan KTB pada gelagar



Gambar 5.90 Pembebanan angin pada gelagar



Gambar 5.91 Pembebanan gempa pada gelagar