

## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1 Kesimpulan

Perencanaan Jembatan Rangka Baja Ruas Jalan Sarwogadung-Tlogorejo Kebumen dengan bentang 55 m, lebar jalan 7 m, lebar trotoar di kedua sisi jembatan sebesar 0,5 m. jembatan ini menggunakan struktur baja dengan model rangka *warren truss*.

Mutu bahan dalam perencanaan ini menggunakan mutu beton ( $f_c$ ) 20 MPa untuk trotoar, 20 MPa untuk plat lantai jembatan, 30 MPa untuk *abutment*, 41,5 MPa untuk pondasi tiang pancang, mutu baja st 55 untuk rangka jembatan. Perhitungan pembebanan dan gempa menggunakan program SAP 2000 v.14 sebagai *software* pendukung analisis struktur sehingga dapat dihasilkan struktur jembatan sebagai berikut :

- a. Hasil pengujian sondir didapat kedalaman tanah keras titik ke satu 11,4 m dan titik ke dua pada kedalaman 13,6 m. Direncanakan pondasi tiang pancang sebagai berikut :
  - 1) Tiang pancang untuk *abutment* dengan diameter 40 cm kedalaman 14 m sebanyak 16 buah, menggunakan tulangan utama 6Ø13, tulangan spiral sengkang menggunakan Ø8-50 mm.
- b. *Abutment* setinggi 6,25 m, panjang 8 m dan lebar 6,8 m dengan penulangan meliputi penulangan *pile cap* terdiri dari tulangan utama D22-300 mm, tulangan bagi D16-300 mm dan tulangan geser D16-300/300 mm. Penulangan *breast wall* terdiri dari tulangan utama 2D22-150 mm dan tulangan geser D16-300/300 mm. Penulangan *back wall* bawah terdiri dari tulangan utama D16-300 mm dan tulangan susut D13-300 mm. Penulangan *back wall* atas terdiri dari dari tulangan D13-300 mm dan tulangan susut D13-300 mm. Penulangan *corbel* terdiri dari tulangan utama D19-300 mm, tulangan susut D13-150 mm dan tulangan geser D13-300/300 mm. Penulangan *wing wall* terdiri dari tulangan utama D16-300 mm, tulangan susut 13-300 mm dan tulangan geser D13-300/300 mm. Penulangan plat

injak terdiri dari tulangan melintang D13-200 mm dan tulangan memanjang D13-200 mm.

- c. Plat lantai jembatan sepanjang 55 m dan lebar 8 m menggunakan tulangan utama D16-100 mm dan tulangan bagi D13-100 mm.
- d. Konstruksi jembatan rangka baja meliputi gelagar melintang menggunakan IWF 600.300.12.20 dan gelagar memanjang menggunakan profil IWF 400.200.8.13. Ikatan angin atas vertikal menggunakan H 200.200.8.12. Ikatan angin atas diagonal dan ikatan angin bawah menggunakan L 250.250.25. Rangka utama yang terdiri dari *top chord*, *bottom chord* dan rangka diagonal menggunakan H 400.400.20.35.

## 6.2 Saran

Perencanaan Jembatan Rangka Baja Ruas Jalan Sarwogadung-Tlogorejo Kebumen dapat diberikan saran seperti dibawah ini :

- a. Diperlukan survei lapangan secara detail sehingga diperoleh data yang lebih akurat sesuai kenyataan di lapangan.
- b. Perlunya data CBR pada titik lokasi perencanaan untuk menentukan kedalaman nilai CBR.
- c. Perencanaan jembatan harus mengikuti ketentuan dan persyaratan yang berlaku di Indonesia sehingga dapat dipertanggung jawabkan.
- d. Dapat dilakukan perencanaan pelebaran jalan untuk akses jalan.
- e. Diperlukan banyak referensi yang mendukung dan menunjang perencanaan tersebut.

## BAB V

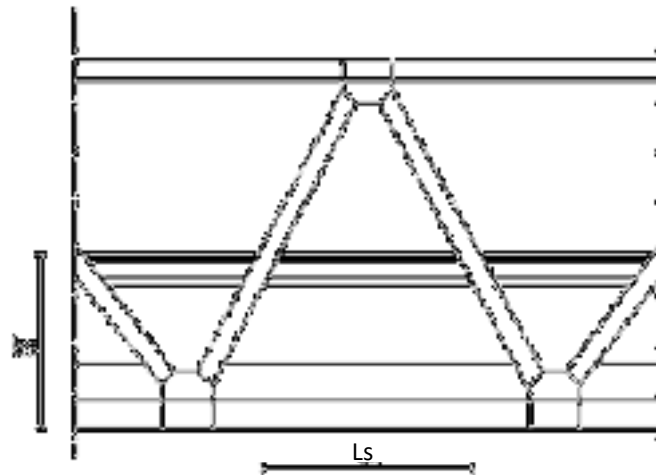
### PERHITUNGAN STRUKTUR

#### 5.1 Spesifikasi Jembatan

Jenis jembatan	=	Konstruksi rangka baja
Bentang	=	55 meter
Lebar lantai kendaraan	=	7 m (2 x 3,5 m)
Lebar lantai trotoar	=	1 m (2 x 0,5 m)
Konstruksi atas	:	
a. Plat lantai trotoar	:	Mutu beton, $f_c'$ = 30 MPa
		Tebal plat = 20 cm
		Mutu tulangan, $f_y$ = 400 MPa
b. Plat lantai kendaraan	:	Mutu beton, $f_c'$ = 20 MPa
		Tebal plat = 20 cm
		Mutu tulangan, $f_y$ = 400 MPa
c. Gelagar memanjang	=	Profil IWF
d. Gelagar melintang	=	Profil IWF
e. Rangka baja induk	=	Profil H Beam
f. Rangka melintang atas	=	Profil H Beam
g. Ikatan angin	=	Profil siku
Bangunan bawah	:	
a. <i>Abutment</i>	:	Mutu beton, $f_c'$ = 30 MPa
		Mutu tulangan, $f_y$ = 400 MPa
b. Plat injak	:	Mutu beton, $f_c'$ = 30 MPa
		Mutu tulangan, $f_y$ = 400 MPa
c. Pondasi	:	Mutu beton, $f_c'$ = 41,5 MPa
		Mutu tulangan, $f_y$ = 500 MPa
		Jenis = Tiang pancang

## 5.2 Perhitungan Bangunan Atas

### 5.2.1 Perhitungan railing



Gambar 5.1 Pipa railing pada jembatan

#### a. Data perencanaan

Panjang Bentang	= 55 m
Panjang per-segmen ( $\lambda$ )	= 5,0 m
Tinggi Pipa di atas Permukaan Trotoar	= 0,9 m
Tinggi Ruang Bebas ( $H_o$ )	= 5,0 m
Tebal Lapis Aspal ( $t_a$ )	= 0,05 m
Tebal Trotoar ( $t_t$ )	= 0,20 m
Tebal Slab Lantai ( $t_s$ )	= 0,20 m
Tinggi Profil Gelagar Melintang	= 0,60 m

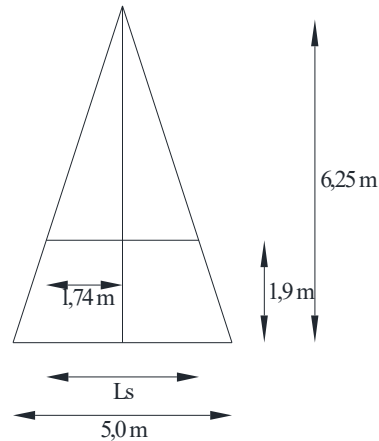
Pipa sandaran pada jembatan ini menggunakan pipa baja dengan mutu BJ34 dengan  $f_y = 240$  MPa, yang diikatkan pada batang diagonal struktur rangka dengan tinggi 90 cm di atas permukaan trotoar. Gelagar melintang direncanakan menggunakan IWF 600.300.12.20 dengan ketinggian profil 60 cm, sedangkan tinggi plat lantai 20 cm dan tinggi plat trotoar adalah 20 cm, maka tinggi sandaran dari titik terbawah rangka induk adalah:

$$H_{s1} = 0,60 + 0,20 + 0,20 + 0,90 = 1,9 \text{ m}$$

Sedangkan tinggi total rangka:

$$H \text{ total rangka} = 6,25 + 0,20 + 0,60 = 7,05 \text{ m}$$

Sandaran diasumsikan menumpu sendi pada rangka induk, adapun panjang sandaran yang menumpu pada rangka induk sebesar (pada tengah bentang):  
 Dengan menggunakan rumus segitiga:



**Gambar 5.2 Perbandingan segitiga**

$$\frac{l}{(0,5 \times \lambda)} = \frac{H-hs}{H}$$

$$\frac{l}{(0,5 \times 5)} = \frac{7,05-2,0}{7,05}$$

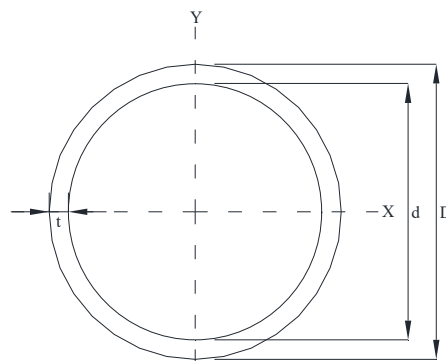
$$l = 1,791$$

$$Ls = 2 \times l$$

$$= 2 \times 1,791$$

$$= 3,582 \text{ m} = 358 \text{ cm}$$

**b. Data perencanaan**



**Gambar 5.3 Penampang railing**

$$\text{Beban Sandaran} = 0,75 \text{ kN/m} = 0,75 \text{ kg/cm}$$

Data Teknis Profil:

$$\begin{aligned} D &= 7,63 \text{ cm} & F &= 11,2 \text{ cm}^2 \\ I &= 71,5 \text{ cm}^4 & W &= 18,7 \text{ cm}^3 \\ t &= 0,5 \text{ cm} & G &= 8,79 \text{ kg/m} \\ i &= 2,53 \text{ cm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 12.5, beban yang bekerja pada sandaran adalah berupa gaya horizontal sebesar  $w = 75 \text{ kg/m}$  dan bekerja pada ketinggian 90 cm dari lantai trotoar.

**c. Perhitungan momen**

$$\begin{aligned} M &= 1/8 \times 0,75 \times 358^2 & &= 12015,375 \text{ kg/cm} \\ M_u &= 12015,375 \times 1,791 & &= 21519,537 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

**d. Kontrol kekuatan pipa**

1) Kontrol lendutan

$$\text{Lendutan izin} = \frac{L}{300} = \frac{358}{300} = 1,193 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat beban merata} &= \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,75 \times 358^4}{2,1 \times 10^6 \times 71,5} \\ &= 1,068 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan akibat beban merata} &< \text{Lendutan izin} \\ &= 1,068 \text{ cm} < 1,193 \text{ cm} \end{aligned}$$

2) Kontrol kekuatan lentur

$$\begin{aligned} M_n &= 0,9 \text{ fy Sx} \\ &= 0,9 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \times 9,98 \text{ cm}^3 \\ &= 21556,8 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{M_n} = \frac{21519,537}{21556,8} = 0,998$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1$$

$$0,998 \leq 1 \text{ (Aman)}$$

### 5.2.2 Perhitungan trotoar

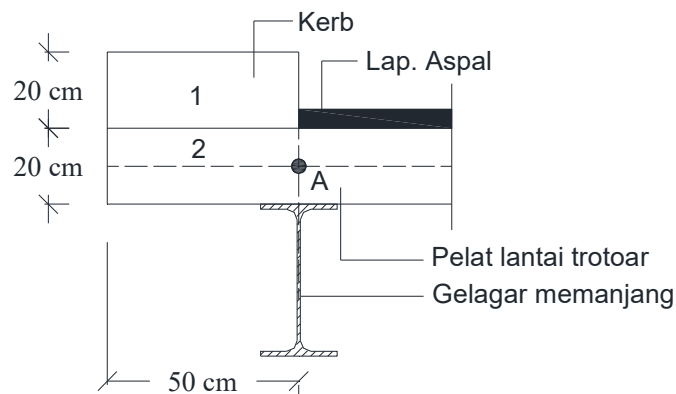
#### a. Spesifikasi teknis

Mutu beton ( $f_c'$ )	= 20 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Tebal plat lantai jembatan ( $t_b$ )	= 20 cm
Tebal trotoar ( $t_{tr}$ )	= 20 cm
Lebar trotoar	= 50 cm
Berat jenis beton bertulang	= 25 kN/m <sup>3</sup>

#### b. Pembebanan

Pembebanan diambil untuk pias 1 meter.

##### 1) Berat sendiri (MS)



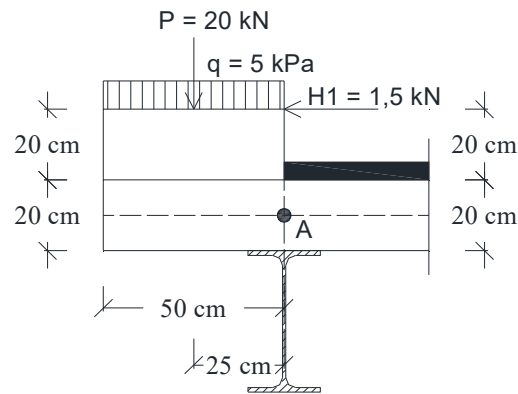
Gambar 5.4 Berat sendiri trotoar

Tabel 5.1 Perhitungan berat sendiri (MS)

Elemen berat sendiri	Bentuk	Dimensi/ Volume (m)	Berat satuan (kN/m <sup>3</sup> )	Berat/ Beban (kN)	Lengan momen terhadap titik A	Momen terhadap A
1	1	1 x 0,2 x 0,5	25	5	0,25 x 0,5 = 0,125	0,625
2	1	1 x 0,2 x 0,5	25	5	0,25 x 0,5 = 0,125	0,625
$P_{MS} = 10$					$M_{MS} = 1,25$	

## 2) Beban hidup

Beban dan momen akibat beban hidup pada trotoar per meter lebar adalah sebagai berikut:



**Gambar 5.5** Beban hidup trotoar

**Tabel 5.2** Perhitungan beban hidup trotoar

No	Jenis beban hidup	Beban/gaya (kN)	Lengan momen terhadap titik A	Momen terhadap A (kNm)
1	H1	$1,5 \times 1 = 1,5$	0,3	0,45
2	P	20	0,25	5
3	q	$5 \times 0,5 \times 1 = 2,5$	0,25	0,625
Momen akibat beban hidup pada plat lantai trotoar				$M_{tp} = 6,125$

### c. Momen ultimit rencana

Faktor beban ultimit untuk berat sendiri plat,  $K_{ms} = 1,3$

Faktor beban ultimit untuk beban hidup,  $K_{tp} = 1,8$

Momen akibat berat sendiri,  $M_{ms} = 1,25 \text{ kNm}$

Momen akibat beban hidup,  $M_{tp} = 6,125 \text{ kNm}$

$$M_u = (K_{ms} \times M_{ms}) + (K_{tp} \times M_{tp}) = 12,65 \text{ Kn}$$

### d. Penulangan Trotoar

$$K = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{12,65 \times 10^6}{0,80 \times 1000 \times 160^2} = 0,618$$

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



$$\begin{aligned}\rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \frac{0,85 \times f_c \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 20 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0163\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{akt}} &= \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2,36 \times \frac{f_y^2}{f_c} \times K}}{1,18 \times \frac{f_y^2}{f_c}} \\ &= \frac{400 - \sqrt{400^2 - 2,36 \times \frac{400^2}{20} \times 0,618}}{1,18 \times \frac{400^2}{20}} \\ &= 0,00157\end{aligned}$$

$\rho_{\text{akt}} < \rho_{\text{min}}$  sehingga digunakan  $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

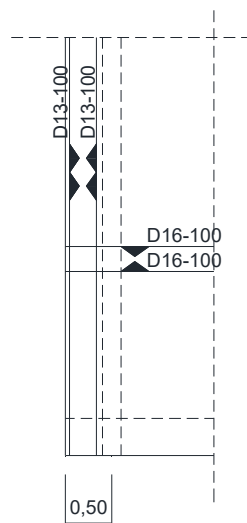
$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 160 \\ &= 560 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan D16-100 ( $A_s = 2010,6 \text{ mm}^2 > A_s = 560 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bagi diambil 20% dari tulangan pokok

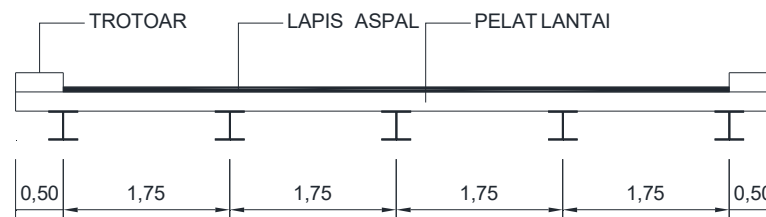
$$\begin{aligned}\text{Tulangan bagi} &= 20\% \times 2010,6 \\ &= 402,12 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan D13-100 ( $A_s = 1327,3 \text{ mm}^2 > A_s = 402,12 \text{ mm}^2$ )



**Gambar 5.6 Penulangan trotoar**

### 5.2.3 Perencanaan plat lantai kendaraan



**Gambar 5.7 Plat lantai kendaraan**

#### a. Data perencanaan

Mutu Beton ( $f_c'$ )	= 20 MPa
Mutu Tulangan ( $f_y$ )	= Baja tulangan diameter > 12 mm = BJTD – 40 = Baja tulangan diameter < 12 mm = BJTP – 24
Tebal Plat Beton	= 20 cm
Tebal Perkerasan	= 5 cm
Genangan Air	= 5 cm
Berat Jenis Air	= $10 \text{ kN/m}^3 = 1000 \text{ kg/m}^3$
Berat Jenis Beton	= $25 \text{ kN/m}^3 = 2500 \text{ kg/m}^3$
Berat Jenis Aspal	= $22 \text{ kN/m}^3 = 2200 \text{ kg/m}^3$

#### b. Pembebanan

##### 1) Beban Mati Sendiri (MS)

Berat sendiri plat

Faktor beban ultimit = 1,3

$QMS = 0,2 \times 1 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^3$

##### 2) Beban Mati Tambahan (MA)

###### a) Lapisan Aspal

Faktor beban ultimit = 2,0

$QMS = 0,05 \times 1 \times 22 = 1,10 \text{ kN/m}^3$

###### b) Genangan Air Hujan

$QMA = 0,05 \times 1 \times 10 = 0,5 \text{ kN/m}^3$

$QMA \text{ total} = 1,10 + 0,5 = 1,60 \text{ kN/m}^3$

## 3) Beban Hidup

## a) Beban Truk "T"

Untuk perhitungan kekuatan lantai kendaraan atau system lanti kendaraan jembatan, harus digunakan beban "T". Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat dalam gambar 5.4.

$$\text{Faktor beban ultimit (KTT)} = 2,0$$

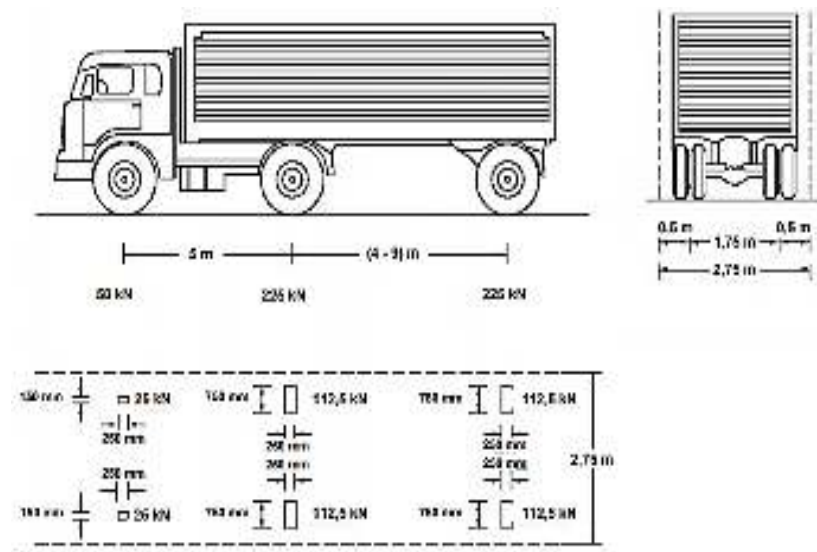
$$\text{Beban roda gandar truk (beban T)} = 112,5 \text{ kN}$$

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

$$\text{Beban truk "T" (PTT)} = (1 + \text{DLA}) T$$

$$= (1 + 0,3) 112,5$$

$$= 146,25 \text{ kN}$$

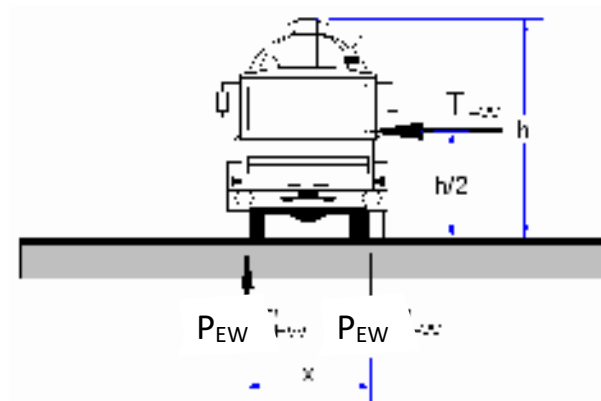


**Gambar 5.8 Pembebanan Truk "T"**

## 4) Beban Angin (EW)

$$\text{Faktor beban ultimit} = 1,2$$

Beban angin yang bekerja pada samping kendaraan akan menimbulkan beban garis pada permukaan lantai jembatan.



**Gambar 5.9 Pembebanan Truk “T”**

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

$$P_{EW} = \left( \frac{1}{2} \times \frac{h}{x} \right) \times T_{EW}$$

Dimana:

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

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

$$h = \text{Tinggi kendaraan} = 2 \text{ m}$$

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

Sehingga:

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

$$\begin{aligned} P_{EW} &= \left( \frac{1}{2} \times \frac{2}{1,75} \right) \times 1,764 \\ &= 1,008 \text{ kN} \end{aligned}$$

##### 5) Pengaruh Temperatur (ET)

Faktor beban ultimit = 1,2

Perhitungan tegangan deformasi struktur akibat beban pengaruh temperatur pada lantai jembatan besarnya adalah setengah dari selisih antara temperatur maksimum rata-rata dan temperatur minimum rata-rata.

$$\text{Temperatur maksimum rata – rata (Tmak)} = 40^\circ\text{C}$$

$$\text{Temperatur minimum rata – rata (Tmin)} = 15^\circ\text{C}$$

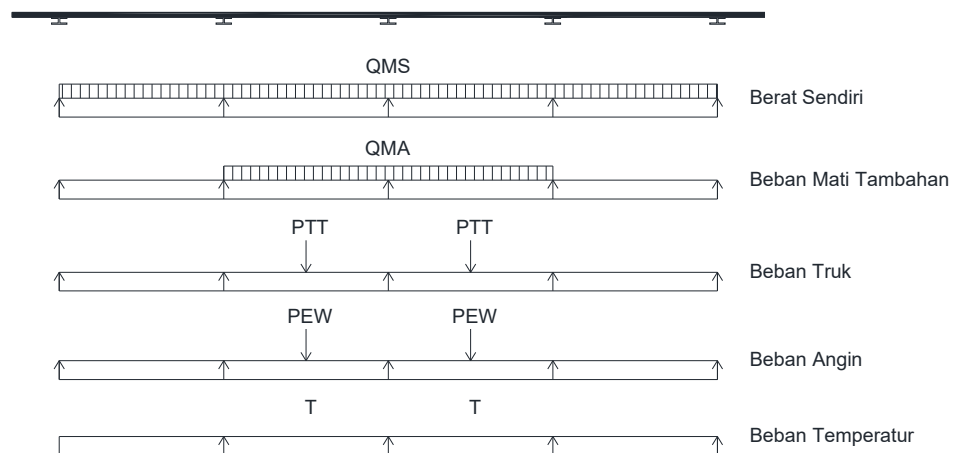
$$\begin{aligned} \text{Perbedaan temperatur pada jembatan} &= \frac{T_{max}-T_{min}}{2} \\ &= \frac{40-15}{2} = 12,5\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \text{Koefisien muai panjang beton, } a &= 0,00001/\text{ }^{\circ}\text{C} \\ \text{Modulus elastisitas beton, } E_c &= 23.453.000 \end{aligned}$$

### c. Momen pada plat lantai jembatan

Momen maksimum pada plat lantai jembatan dihitung berdasarkan metode plat satu arah (*one way slab*).

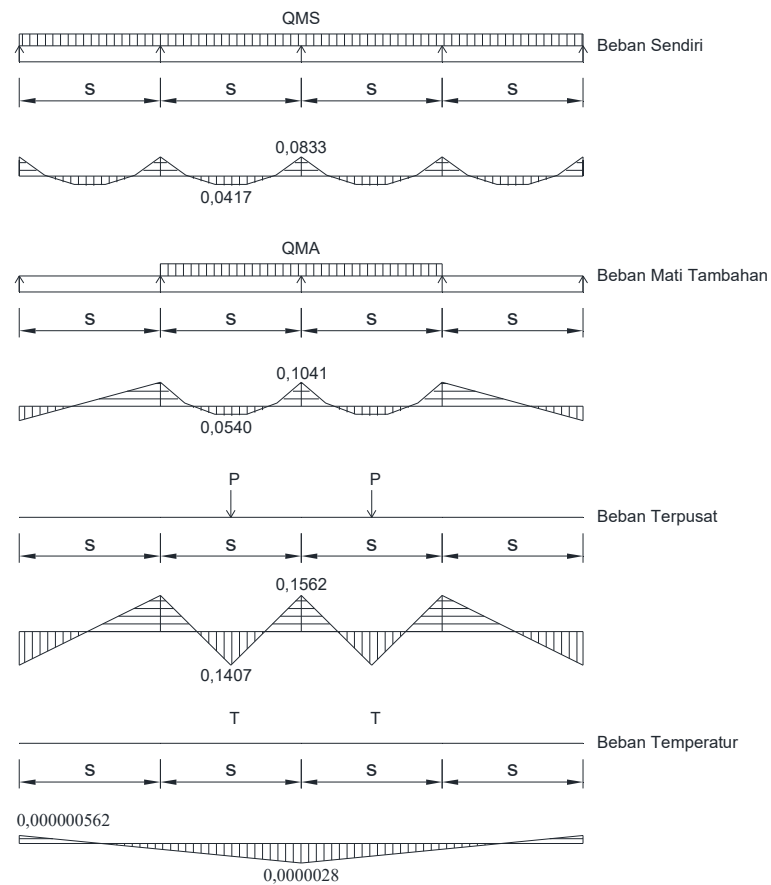
**Tabel 5.3 Rekapitulasi beban lantai jembatan**

No	Jenis beban	Kode	Beban	Satuan
1	Beban mati sendiri	QMS	5	kN/m
2	Beban mati tambahan	QMA	1,60	kN/m
3	Beban hidup beban truk	PTT	146,25	kN
4	Beban angin	PEW	1,008	kN
5	Pengaruh temperatur	$\Delta T$	12,5	$^{\circ}\text{C}$



**Gambar 5.10 Distribusi momen pada plat lantai jembatan**

Koefisien momen tumpuan dan momen lapangan untuk bentang menerus dengan beban merata, terpusat dan perbedaan temperature adalah sebagai berikut:



**Gambar 5.11 Koefisien momen tumpuan dan momen lapangan**

- 1) Untuk beban merata (Q)  $M = k \times Q \times s^2$
- 2) Untuk beban terpusat (P)  $M = k \times Q \times s^3$
- 3) Beban temperatur ( $\Delta T$ )  $M = k \times \alpha \times \Delta T \times E_c \times s^3$

Momen akibat masing – masing beban:

- 1) Momen akibat berat sendiri (MS)

Momen tumpuan

$$\begin{aligned} M_{Ms} &= k \times Q_{MS} \times s^2 \\ &= 0,0833 \times 5 \times 1,75 \times 1,75 \\ &= 1,276 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen lapangan

$$\begin{aligned} M_{Ms} &= k \times Q_{MS} \times s^2 \\ &= 0,0417 \times 5 \times 1,75 \times 1,75 \\ &= 0,639 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 2) Momen akibat beban mati tambahan (MMA)

Momen tumpuan

$$\begin{aligned} M_{MA} &= k \times Q_{MA} \times s^2 \\ &= 0,1041 \times 1,60 \times 1,75 \times 1,75 \\ &= 0,510 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen lapangan

$$\begin{aligned} M_{MA} &= k \times Q_{MA} \times s^2 \\ &= 0,0540 \times 1,60 \times 1,75 \times 1,75 \\ &= 0,245 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 3) Momen akibat beban truk (TT)

Momen tumpuan

$$\begin{aligned} M_{TT} &= k \times Q_{TT} \times s \\ &= 0,1562 \times 146,25 \times 1,75 \\ &= 39,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen lapangan

$$\begin{aligned} M_{TT} &= k \times Q_{TT} \times s \\ &= 0,1407 \times 146,25 \times 1,75 \\ &= 36,01 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## 4) Momen akibat beban angin (EW)

Momen tumpuan

$$\begin{aligned} M_{EW} &= k \times Q_{EW} \times s \\ &= 0,1562 \times 1,008 \times 1,75 \\ &= 0,276 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen lapangan

$$\begin{aligned} M_{EW} &= k \times Q_{EW} \times s \\ &= 0,1407 \times 1,008 \times 1,75 \\ &= 0,248 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5) Momen akibat temperatur ( $\Delta T$ )

Momen tumpuan

$$\begin{aligned}
 M_{\Delta T} &= k \times \alpha \times \Delta T \times E_c \times s^3 \\
 &= 0,000000562 \times 0,000001 \times 12,5 \times 23.453.000 \times 1,75^3 \\
 &= 0,000883 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen lapangan

$$\begin{aligned}
 M_{\Delta T} &= k \times \alpha \times \Delta T \times E_c \times s^3 \\
 &= 0,0000028 \times 0,000001 \times 12,5 \times 23.453.000 \times 1,75^3 \\
 &= 0,0044 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

**Tabel 5.4 Rekapitulasi beban lantai jembatan**

No	Jenis beban	Faktor Beban	Daya Layan	Keadaan Ultimit	Momen Tumpuan (kN/m)	Momen Lapangan (kN/m)
1	Beban mati sendiri	KMS	1,0	1,3	1,276	0,639
2	Beban mati tambahan	KMA	1,0	2,0	0,510	0,265
3	Beban hidup beban truk	KTT	1,0	2,0	39,98	36,01
4	Beban angin	KEW	1,0	1,2	0,276	0,248
5	Pengaruh temperatur	KK $\Delta T$	1,0	1,2	0,000883	0,0044

## Kombinasi 1

**Tabel 5.5 Kombinasi 1 momen pada plat lantai jembatan**

No	Jenis beban	Keadaan Ultimit	Momen Tumpuan (kN/m)	Momen Lapangan (kN/m)	Momen Tumpuan (kN/m)	Momen Lapangan (kN/m)
1	Beban mati sendiri	1,3	1,276	0,639	1,659	0,831
2	Beban mati tambahan	2,0	0,510	0,265	1,020	0,530
3	Beban hidup beban truk	2,0	39,98	36,01	79,96	72,02
4	Beban angin	1,0	0,276	0,248	0,276	0,248
5	Pengaruh temperatur	1,0	0,000883	0,0044	0,000883	0,0044
Total momen ultimit ( $M_u$ )					82,916	73,633



## Kombinasi 2

**Tabel 5.6 Kombinasi 2 momen pada plat lantai jembatan**

No	Jenis beban	Keadaan Ultimit	Momen Tumpuan (kN/m)	Momen Lapangan (kN/m)	Momen Tumpuan (kN/m)	Momen Lapangan (kN/m)
1	Beban mati sendiri	1,3	1,276	0,639	1,659	0,831
2	Beban mati tambahan	2,0	0,510	0,265	1,020	0,530
3	Beban hidup beban truk	1,0	39,98	36,01	39,98	36,01
4	Beban angin	1,2	0,276	0,248	0,331	0,298
5	Pengaruh temperatur	1,2	0,000883	0,0044	0,00106	0,0053
Total momen ultimit (Mu)					42,991	37,674

**d. Penulangan plat lantai jembatan**

Tulangan tumpuan dan lapangan akan disamakan, sehingga momen yang menentukan diambil yang terbesar diantara keduanya.

$$\text{Momen rencana tumpuan (Mu)} = 82,916 \text{ kNm}$$

$$\text{Kuat tekan karakteristik beton (fc')} = 20 \text{ MPa}$$

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

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

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 40 \text{ mm}$$

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

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton (l)} = 0,85$$

$$\text{Tebal efektif plat lantai jembatan, } d = h - d' = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau plat lantai jembatan per meter (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$K = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{82,916 \times 10^6}{0,80 \times 1000 \times 160^2} = 4,049$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 \times fc \times \beta}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 20 \times 0,85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0163 \end{aligned}$$

$$\rho_{akt} = \frac{fy - \sqrt{fy^2 - 2,36 \times \frac{fy^2}{fc} \times K}}{1,18 \times \frac{fy^2}{fc}}$$

$$= \frac{400 - \sqrt{400^2 - 2,36 \times \frac{400^2}{20} \times 4,049}}{1,18 \times \frac{400^2}{20}}$$

$$= 0,0118$$

$\rho_{min} < \rho_{akt} < \rho_{maks}$  sehingga digunakan  $\rho_{aktual} = 0,0112$

$$As = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0118 \times 1000 \times 160$$

$$= 1888 \text{ mm}^2$$

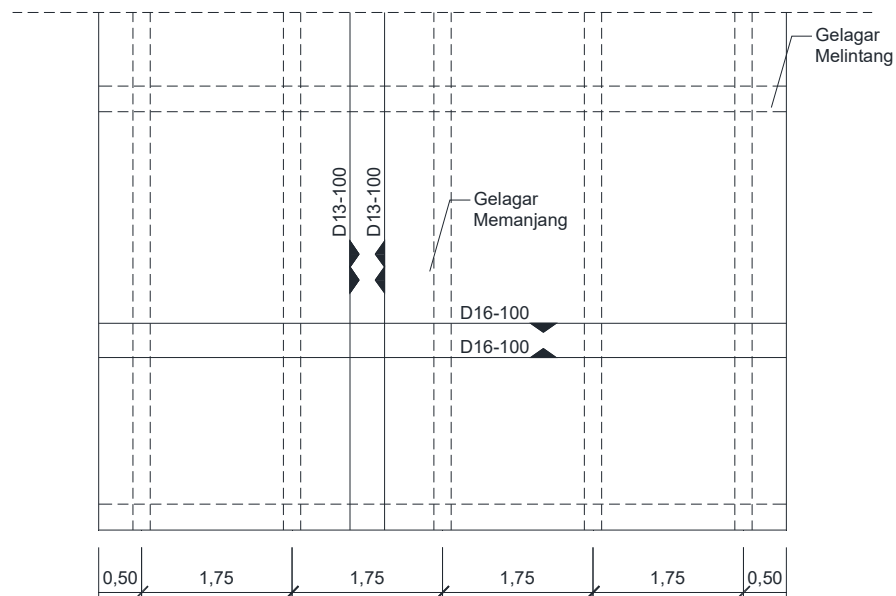
Tulangan yang digunakan D16-100 ( $As = 2010,6 \text{ mm}^2 > As = 1888 \text{ mm}^2$ )

Tulangan bagi diambil 20% dari tulangan pokok

$$\text{Tulangan bagi} = 20\% \times 2010,6$$

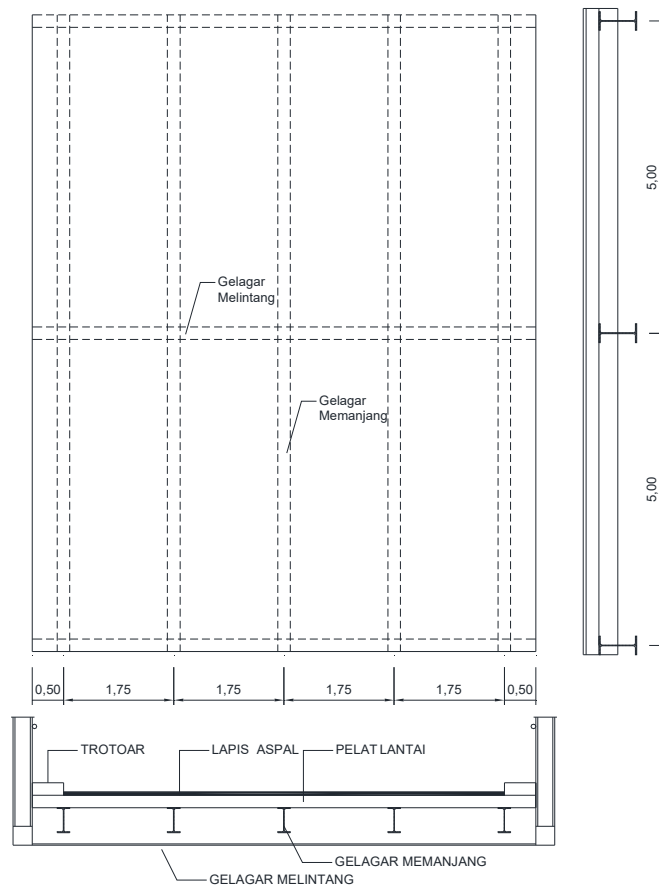
$$= 402,12 \text{ mm}^2$$

Tulangan yang digunakan D13-100 ( $As = 1327,3 \text{ mm}^2 > As = 402,12 \text{ mm}^2$ )



**Gambar 5.12 Penulangan plat lantai**

### 5.2.4 Perencanaan gelagar memanjang



**Gambar 5.13 Denah plat lantai, trotoar dan gelagar jembatan**

#### a. Perencanaan gelagar memanjang

Data teknis perencanaan gelagar memanjang:

Mutu baja	= St 55
Berat isi beton bertulang	= 2500 kg/m <sup>3</sup>
Berat isi aspal	= 2200 kg/m <sup>3</sup>
Berat isi air	= 1000 kg/m <sup>3</sup>
Tebal plat lantai kendaraan	= 20 cm
Tebal lapis perkerasan	= 5 cm
Tebal genangan air hujan	= 5 cm
Tebal plat trotoar	= 20 cm
Jarak antar gelagar melintang	= 500 cm
Deck baja type ribdeck 80 mutu BJ50 (W)	= 14,8 kg/m <sup>2</sup>

## 1) Gelagar memanjang tengah

## a) Pembebanan

## i. Beban mati (faktor beban = 1,0)

$$\text{Berat sendiri plat} = 0,20 \times 1,75 \times 2500 \times 1 = 875 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat lapisan perkerasan} = 0,05 \times 1,75 \times 2200 \times 1 = 192,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat deck baja} = 1,75 \times 14,8 \times 1 = 25,9 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat air hujan} = 0,05 \times 1,75 \times 1000 \times 1 = 87,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat gelagar memanjang (IWF 400.200.8.13)} = 66 \text{ kg/m}$$

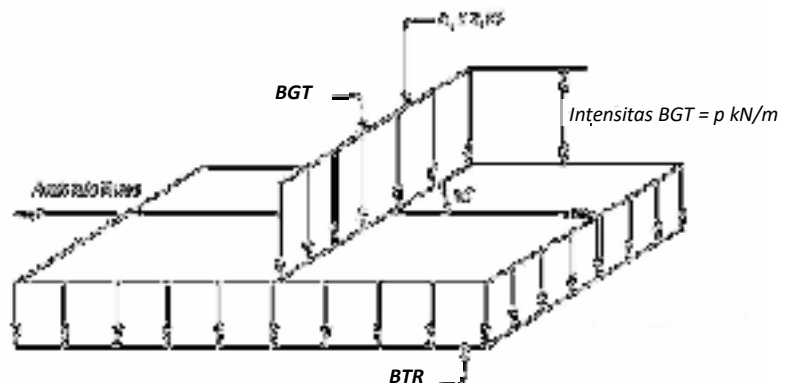
$$\text{Beban mati total (qDL)} = 1246,9 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{maks DL}} &= \frac{1}{8} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1246,9 \times 5^2 \\ &= 3896,56 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{maks DL}} &= \frac{1}{2} \times q \times l \\ &= \frac{1}{2} \times 1246,9 \times 5 \\ &= 3117,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

## ii. Beban hidup

## Beban terbagi rata (BTR)



Gambar 5.14 Beban lajur "D"

Beban merata (faktor beban 2,0)

$$L = 55 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \times 2,0 \quad (\text{SNI 1725:2016 pasal 8.3.1})$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{55}\right) \times 2,0$$

$$q = 13,91 \text{ kPa} = 1390,91 \text{ kg/m}^2$$

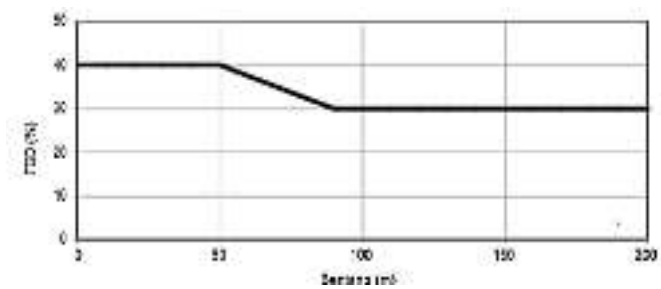
Beban garis

$$P = 49 \text{ kN/m (faktor beban 2,0)(SNI 1725:2016 pasal 8.3.1)}$$

$$P = 49 \times 2,0$$

$$= 98 \text{ kN/m} = 9993,22 \text{ kg/m}$$

Faktor beban dinamis



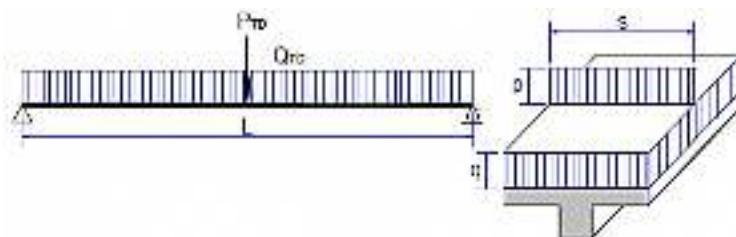
**Gambar 5.15 Faktor beban dinamis**

$$L = 55 \text{ m maka, FBD} = 0,4 - 0,0025 (L - 50) \\ = 0,39$$

$$S = 1,75 \text{ m maka, k} = 1 + \text{DLA} \\ = 1 + 0,39 \\ = 1,39$$

$$\text{QTD} = q \times s = 1390,91 \times 1,75 = 2434,09 \text{ kg/m}$$

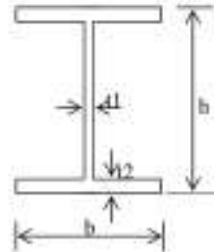
$$\text{PTD} = k \times p \times s = 1,39 \times 9993,22 \times 1,75 = 24308,51 \text{ kg}$$



**Gambar 5.16 Distribusi beban lajur pada gelagar jembatan**

$$\begin{aligned}
 M_{\text{maks LL}} &= \left(\frac{1}{8} \times q \times l^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times l\right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 2434,09 \times 5^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 24308,51 \times 5\right) \\
 &= 37992,17 \text{ kgm} \\
 V_{\text{maks LL}} &= \left(\frac{1}{2} \times q \times l\right) + \left(\frac{1}{2} \times P\right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 2434,09 \times 5\right) + \left(\frac{1}{2} \times 24308,51\right) \\
 &= 18239,48 \text{ kg} \\
 \text{Momen total} &= M_{\text{maks DL}} + M_{\text{maks LL}} \\
 &= 3896,56 + 37992,17 \\
 &= 41888,73 \text{ kgm} \\
 \text{Gaya geser total} &= V_{\text{maks DL}} + V_{\text{maks LL}} \\
 &= 3117,25 + 18239,48 \\
 &= 21356,73 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b) Dimensi gelagar memanjang tengah



**Gambar 5.17 Profil IWF**

Direncanakan menggunakan profil IWF 400.200.8.13, dengan data sebagai berikut:

G	= 66 kg/m	I <sub>x</sub>	= 16,8 cm
W <sub>x</sub>	= 1190 cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub>	= 4,54 cm
W <sub>y</sub>	= 174 cm <sup>3</sup>	r	= 16 mm
A	= 400 cm <sup>2</sup>	b	= 200 mm
I <sub>x</sub>	= 23700 cm <sup>4</sup>	h	= 400 mm
I <sub>y</sub>	= 1740 cm <sup>4</sup>	t <sub>1</sub>	= 8 mm
t <sub>2</sub>	= 13 mm		

Syarat pemilihan profil berdasarkan metode LRFD

$$M_u \leq \phi M_n \quad (\text{RSNI T 03 – 2005 : Pasal 7.1.4})$$

Keterangan:

$M_u$  = Kuat lentur rencana (kgcm)

$M_n$  = Kuat lentur nominal penampang (kgcm)

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan batang lentur (0,9)

$$M_u (\text{profil IWF}) = \frac{1}{8} \times G \times l^2 \quad (\text{dikalikan faktor beban 1,1})$$

$$= \frac{1}{8} \times 66 \times 5^2 \times 1,1$$

$$= 226,875 \text{ kgm}$$

$$M_u \text{ total} = 41888,73 + 226,875$$

$$= 42115,605 \text{ kgm}$$

i. Kontrol kelangsingan dan kekompakan penampang

Kontrol kelangsingan penampang berdasarkan RSNI T 03 – 2005

Pasal 7.2.2

$$\lambda_f = \frac{B}{2tf} = \frac{200}{2 \times 13} = 7,69$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} = 8,393$$

$$\lambda_w = \frac{B}{2tw} = \frac{200}{2 \times 8} = 12,5$$

$$\lambda_p = 1,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} = 38,872$$

Persyaratan penampang kompak (Berdasarkan RSNI T 03 – 2005

Pasal 7.2.3

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

$$7,69 \leq 8,393 \quad \text{persyaratan penampang kompak terpenuhi}$$

$$\lambda_w \leq \lambda_p$$

$$12,5 \leq 38,872 \quad \text{persyaratan penampang kompak terpenuhi}$$

Kontrol penampang kompak

$$\begin{aligned} Z_x &= B \times t_f (h - t_f) + \frac{1}{4} \times t_w \times (h - 2t_f)^2 \\ &= 200 \times 13 (400 - 13) + \frac{1}{4} \times 8 (400 - 2 \times 13)^2 \\ &= 1285952 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \times f_y \\ &= 1285952 \times 410 \\ &= 527240320 \text{ Nm} \\ &= 52724 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 52724 \\ &= 47451,6 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_u < \phi M_n$$

42115,605 kgm < 47451,6 kgm kontrol penampang kompak terpenuhi.

ii. Kontrol pengaruh lendutan

Syarat lendutan maksimum akibat beban mati dan beban hidup:

$$\frac{L}{800} = \frac{5000}{800} = 13,89 \text{ mm (Sumber : C.G. Salmon, "Struktur Baja II", hal : 393)}$$

Lendutan akibat beban hidup BTR + BGT :

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \left( \frac{5}{384} \times \frac{Q_L \times \lambda^4}{E \times I_x} \right) + \left( \frac{P_{BGT} \times \lambda^3}{48 \times E \times I_x} \right) \\ &= \left( \frac{5}{384} \times \frac{24,3969 \times 500^4}{2000000 \times 23700} \right) + \left( \frac{243,0851 \times 500^3}{48 \times 2000000 \times 23700} \right) \\ &= 0,432 \text{ cm} = 4,32 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan akibat beban mati

$$\begin{aligned} \Delta_2 &= \frac{5 \times q \times L^3}{384EI} \\ &= \frac{5 \times 13,91 \times 500^3}{384 \times 2000000 \times 23700} \\ &= 0,00048 \text{ cm} = 0,0048 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$\Delta 1 + \Delta 2 = 4,32 + 0,0048 = 4,3248 \text{ mm} < 13,89 \text{ mm (ok)}$$

## 2) Gelagar memanjang tepi

### a) Pembebanan

#### i. Beban mati (faktor beban = 1,0)

$$\text{Berat sendiri plat} = 0,20 \times 1,75 \times 2500 \times 1 = 875 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat lapisan perkerasan} = 0,05 \times 1,75 \times 2200 \times 1 = 192,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat deck baja} = 1,75 \times 14,8 \times 1 = 25,9 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat air hujan} = 0,05 \times 1,75 \times 1000 \times 1 = 87,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat gelagar memanjang (IWF 400.200.8.13)} = 66 \text{ kg/m}$$

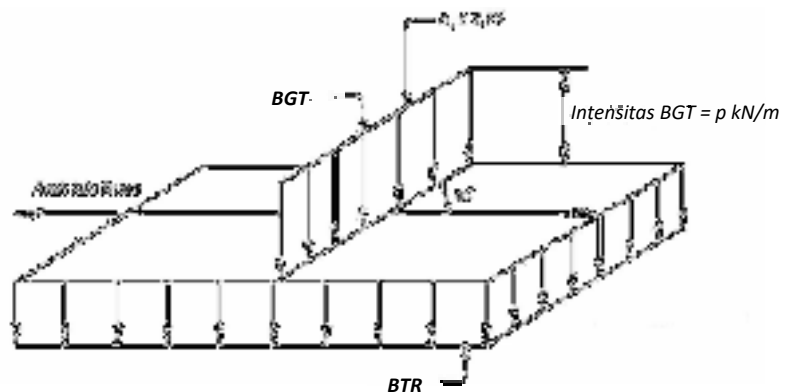
$$\text{Beban mati total (qDL)} = 1246,9 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{maks DL}} &= \frac{1}{8} \times q \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1246,9 \times 5^2 \\ &= 3896,56 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{maks DL}} &= \frac{1}{2} \times q \times l \\ &= \frac{1}{2} \times 1246,9 \times 5 \\ &= 3117,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

#### ii. Beban hidup

Beban terbagi rata (BTR)



Gambar 5.18 Beban lajur “D”

Beban merata (faktor beban 2,0)

$$L = 55 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \times 2,0 \quad (\text{SNI 1725:2016 pasal 8.3.1})$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{55}\right) \times 2,0$$

$$q = 13,91 \text{ kPa} = 1390,91 \text{ kg/m}^2$$

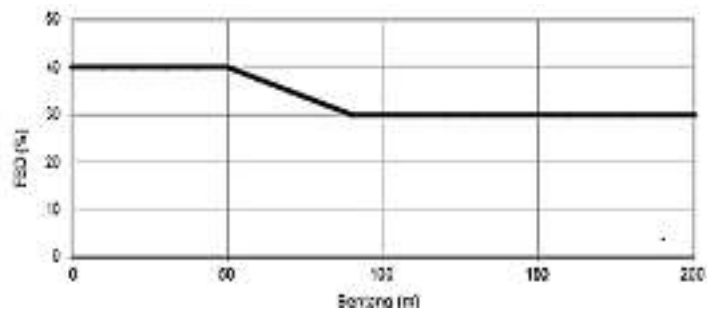
Beban garis

$$P = 49 \text{ kN/m (faktor beban 2,0) (SNI 1725:2016 pasal 8.3.1)}$$

$$P = 49 \times 2,0$$

$$= 98 \text{ kN/m} = 9993,22 \text{ kg/m}$$

Faktor beban dinamis



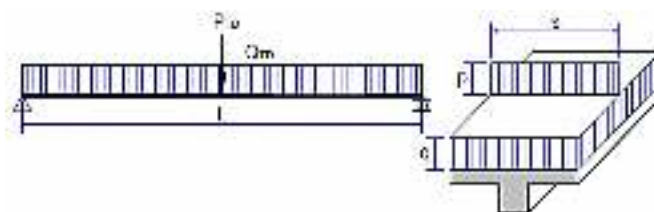
**Gambar 5.19 Faktor beban dinamis**

$$L = 55 \text{ m maka,} \quad \text{FBD} = 0,4 - 0,0025 (L - 50) \\ = 0,39$$

$$S = 1,75 \text{ m maka,} \quad k = 1 + \text{DLA} \\ = 1 + 0,39 \\ = 1,39$$

$$\text{QTD} = q \times s = 1390,91 \times 1,75 = 2434,09 \text{ kg/m}$$

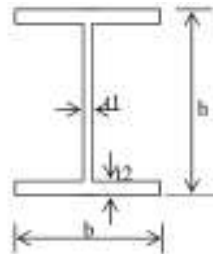
$$\text{PTD} = k \times p \times s = 1,39 \times 9993,22 \times 1,75 = 24308,51 \text{ kg}$$



**Gambar 5.20 Distribusi beban lajur pada gelagar jembatan**

$$\begin{aligned}
 M_{\text{maks LL}} &= \left(\frac{1}{8} \times q \times l^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times P \times l\right) \\
 &= \left(\frac{1}{8} \times 2434,09 \times 5^2\right) + \left(\frac{1}{4} \times 24308,51 \times 5\right) \\
 &= 37992,17 \text{ kgm} \\
 V_{\text{maks LL}} &= \left(\frac{1}{2} \times q \times l\right) + \left(\frac{1}{2} \times P\right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 2434,09 \times 5\right) + \left(\frac{1}{2} \times 24308,51\right) \\
 &= 18239,48 \text{ kg} \\
 \text{Momen total} &= M_{\text{maks DL}} + M_{\text{maks LL}} \\
 &= 3896,56 + 37992,17 \\
 &= 41888,73 \text{ kgm} \\
 \text{Gaya geser total} &= V_{\text{maks DL}} + V_{\text{maks LL}} \\
 &= 3117,25 + 18239,48 \\
 &= 21356,73 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b) Dimensi gelagar memanjang tengah



**Gambar 5.21 Profil IWF**

Direncanakan menggunakan profil IWF 400.200.8.13, dengan data sebagai berikut:

G	= 66 kg/m	I <sub>x</sub>	= 16,8 cm
W <sub>x</sub>	= 1190 cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub>	= 4,54 cm
W <sub>y</sub>	= 174 cm <sup>3</sup>	r	= 16 mm
A	= 400 cm <sup>2</sup>	b	= 200 mm
I <sub>x</sub>	= 23700 cm <sup>4</sup>	h	= 400 mm
I <sub>y</sub>	= 1740 cm <sup>4</sup>	t <sub>1</sub>	= 8 mm
t <sub>2</sub>	= 13 mm		

Syarat pemilihan profil berdasarkan metode LRFD

$$M_u \leq \phi M_n \quad (\text{RSNI T 03 – 2005 : Pasal 7.1.4})$$

Keterangan:

$M_u$  = Kuat lentur rencana (kgcm)

$M_n$  = Kuat lentur nominal penampang (kgcm)

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan batang lentur (0,9)

$$M_u (\text{profil IWF}) = \frac{1}{8} \times G \times l^2 \quad (\text{dikalikan faktor beban 1,1})$$

$$= \frac{1}{8} \times 66 \times 5^2 \times 1,1$$

$$= 226,875 \text{ kgm}$$

$$M_u \text{ total} = 41888,73 + 226,875$$

$$= 42115,605 \text{ kgm}$$

i. Kontrol kelangsingan dan kekompakan penampang

Kontrol kelangsingan penampang berdasarkan RSNI T 03 – 2005

Pasal 7.2.2

$$\lambda_f = \frac{B}{2tf} = \frac{200}{2 \times 13} = 7,69$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} = 8,393$$

$$\lambda_w = \frac{B}{2tw} = \frac{200}{2 \times 8} = 12,5$$

$$\lambda_p = 1,76 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{200000}{410}} = 38,872$$

Persyaratan penampang kompak (Berdasarkan RSNI T 03 – 2005

Pasal 7.2.3

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

$$7,69 \leq 8,393 \quad \text{persyaratan penampang kompak terpenuhi}$$

$$\lambda_w \leq \lambda_p$$

$$12,5 \leq 38,872 \quad \text{persyaratan penampang kompak terpenuhi}$$

Kontrol penampang kompak

$$\begin{aligned} Z_x &= B \times t_f (h - t_f) + \frac{1}{4} \times t_w \times (h - 2t_f)^2 \\ &= 200 \times 13 (400 - 13) + \frac{1}{4} \times 8 (400 - 2 \times 13)^2 \\ &= 1285952 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \times f_y \\ &= 1285952 \times 410 \\ &= 527240320 \text{ Nm} \\ &= 52724 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 52724 \\ &= 47451,6 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_u < \phi M_n$$

$$42115,605 \text{ kgm} < 47451,6 \text{ kgm} \text{ kontrol penampang kompak terpenuhi}$$

ii. Kontrol pengaruh lendutan

Syarat lendutan maksimum akibat beban mati dan beban hidup:

$$\frac{L}{800} = \frac{5000}{800} = 13,89 \text{ mm (Sumber : C.G. Salmon, "Struktur Baja II", hal : 393)}$$

Lendutan akibat beban hidup BTR + BGT :

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \left( \frac{5}{384} \times \frac{Q_L \times \lambda^4}{E \times I_x} \right) + \left( \frac{P_{BGT} \times \lambda^3}{48 \times E \times I_x} \right) \\ &= \left( \frac{5}{384} \times \frac{24,3969 \times 500^4}{2000000 \times 23700} \right) + \left( \frac{243,0851 \times 500^3}{48 \times 2000000 \times 23700} \right) \\ &= 0,432 \text{ cm} = 4,32 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lendutan akibat beban mati

$$\begin{aligned} \Delta_2 &= \frac{5 \times q \times L^3}{384EI} \\ &= \frac{5 \times 13,91 \times 500^3}{384 \times 2000000 \times 23700} \\ &= 0,00048 \text{ cm} = 0,0048 \text{ mm} \end{aligned}$$

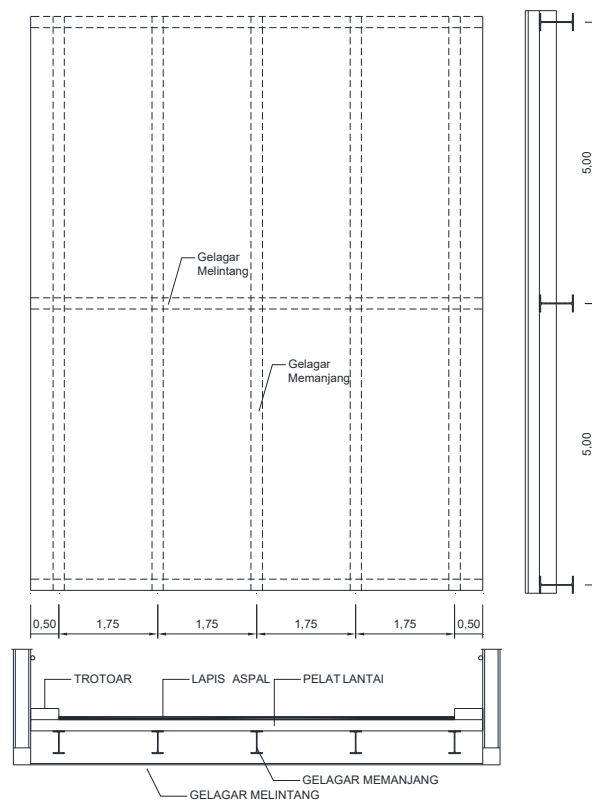
$$\Delta_1 + \Delta_2 = 4,32 + 0,0048 = 4,3248 \text{ mm} < 13,89 \text{ mm (ok)}$$

### 5.2.5 Perencanaan gelagar melintang

Pada jembatan rangka baja, elemen struktur komposit terbentuk melalui Kerjasama antara gelagar melintang dengan plat beton. Faktor penting struktur komposit adalah lekatan antara gelagar melintang dengan plat beton harus tetap ada. Untuk menjaga agar lekatan ini tetap ada, perlu adanya penghubung geser (shear connector) yang berfungsi menahan gaya geser yang terjadi pada bidang pertemuan antara plat beton dengan gelagar melintang. Pemakaian deck baja di bawah plat beton berfungsi sebagai cetakan tetap dan untuk menahan momen positif yang terjadi pada plat beton. Pemasangan deck baja sejajar dengan gelagar melintang.

#### a. Kondisi sebelum komposit

Kondisi Kondisi sebelum komposit adalah kondisi dimana plat beton belum mengeras dan beban hidup belum bekerja.



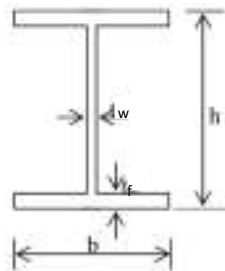
**Gambar 5.22 Denah plat lantai, trotoar dan gelagar jembatan**

Data teknis perencanaan gelagar melintang:

Mutu baja : St 55

Fy : 410 MPa

Fr	: 70 MPa
Modulus elastisitas baja	: 200000 MPa
Modulus geser	: 80000 MPa
Berat isi beton bertulang	: 2500 kg/m <sup>3</sup>
Berat isi aspal	: 2200 kg/m <sup>3</sup>
Berat isi air	: 1000 kg/m <sup>3</sup>
Tebal plat lantai kendaraan	: 20 cm
Tebal lapis perkerasan	: 5 cm
Genangan air hujan	: 5 cm
Tebal plat trotoar	: 20 cm
Jarak antar gelagar melintang	: 500 cm
Jarak antar gelagar memanjang	: 175 cm



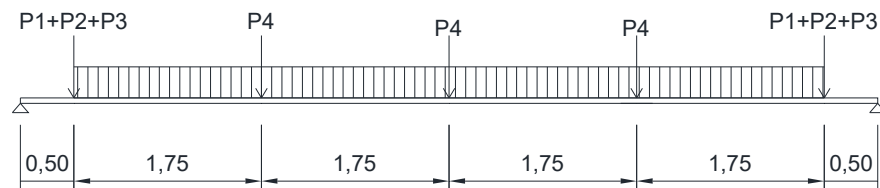
**Gambar 5.23 Profil IWF**

Direncanakan menggunakan profil IWF 600.300.12,20, dengan data sebagai berikut :

Berat	= 151 kg/m	
W <sub>x</sub>	= 4020 cm <sup>3</sup>	= 4020000 mm <sup>3</sup>
W <sub>y</sub>	= 601 cm <sup>3</sup>	= 601000mm <sup>3</sup>
Luas tampang	= 192,5 cm <sup>2</sup>	= 19250 mm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	= 118000 cm <sup>4</sup>	= 118000000 mm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	= 9020 cm <sup>4</sup>	= 9020000 mm <sup>4</sup>
i <sub>x</sub>	= 24,8 cm	= 248 mm
i <sub>y</sub>	= 6,85 cm	= 68,5 mm
r	= 28 mm	
b	= 300 mm	

$$\begin{aligned} h &= 600 \text{ mm} \\ t_f &= 20 \text{ mm} \\ t_w &= 12 \text{ mm} \end{aligned}$$

## 1) Pembebanan



Gambar 5.24 Beban pada gelagar

Akibat beban mati:

## a) Beban P1

Berat trotoar	$= 0,20 \times 0,50 \times 2500$	$= 250 \text{ kg/m}$
Berat plat lantai	$= 0,20 \times 0,50 \times 2500$	$= 250 \text{ kg/m}$
Berat air hujan	$= 0,05 \times 0,50 \times 1000$	$= 25 \text{ kg/m}$
Berat deck baja	$= 0,50 \times 14,8$	$= 7,4 \text{ kg/m}$
Berat railing		$= 17,58 \text{ kg/m}$
Total (qD1)		$= 549,98 \text{ kg/m}$

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P1) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

$$\begin{aligned} P1 &= qD1 \times 5 \\ &= 549,98 \times 5 \\ &= 2749,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

## b) Beban P2

Berat plat lantai	$= 0,20 \times 0,875 \times 2500$	$= 437,5 \text{ kg/m}$
Berat perkerasan	$= 0,05 \times 0,875 \times 2200$	$= 96,25 \text{ kg/m}$
Berat air hujan	$= 0,05 \times 0,875 \times 1000$	$= 43,75 \text{ kg/m}$
Berat deck baja	$= 0,875 \times 14,8$	$= 12,95 \text{ kg/m}$
Total (qD2)		$= 590,45 \text{ kg/m}$



Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P2) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

$$\begin{aligned} P2 &= qD2 \times 5 \\ &= 590,45 \times 5 \\ &= 2952,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

c) Beban P3

Beban sendiri profil gelagar memanjang (qD3)

Dengan profil 400.200.8.13 qD3 = 66 kg/m

$$\begin{aligned} P3 &= qD3 \times L \\ &= 66 \times 5 \\ &= 330 \text{ kg} \end{aligned}$$

d) Beban P4

Berat plat lantai	= 0,20 x 0,875 x 2500	= 437,5 kg/m
Berat perkerasan	= 0,05 x 0,875 x 2200	= 96,25 kg/m
Berat air hujan	= 0,05 x 0,875 x 1000	= 43,75 kg/m
Berat deck baja	= 0,875 x 14,8	= 12,95 kg/m
Total (qD4)		= 590,45 kg/m

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P4) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

$$\begin{aligned} P4 &= (2 \times qD2 \times L) + (\text{berat gelagar profil IWF 400.200.8.13}) \\ &= (2 \times 590,45 \times 5) + (66 \times 5) \\ &= 6234,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

e) Beban q4

Berat sendiri gelagar melintang IWF 600.300.12.20 = 151 kg/m

$$P1 + P2 + P3 = P_{\text{tepi}} = 2749,9 + 2952,25 + 330 = 6032,15 \text{ kg}$$

$$P4 = 6234,5 \text{ kg}$$

$$q4 = 151 \text{ kg/m}$$

Reaksi perletakan :

$$\begin{aligned}
 RA = RB &= \frac{(3 \times P4 + (2 \times P_{tepi}) + (q4 \times L))}{2} \\
 &= \frac{((3 \times 6234,5) + (2 \times 6032,15)) + (151 \times 7)}{2} \\
 &= 15912,40 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum akibat beban mati

$$\begin{aligned}
 M_{maks} &= (RAV \times 4,0) - (P_{tepi} \times 3,5) - (P4 \times 1,75) - (qE4 \times 3,5 \times 1,75) \\
 &= (15912,4 \times 4,0) - (6032,15 \times 3,5) - (6234,5 \times 1,75) - (151 \times 3,5 \times 1,75) \\
 &= 30701,83 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MD^{(1/4L)} &= (RAV \times 2,0) - (P_{tepi} \times 1,0) - (qE4 \times 1,50 \times 0,725) \\
 &= (16031,4 \times 2,0) - (6032,15 \times 1,0) - (151 \times 1,50 \times 0,725) \\
 &= 25628,44 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Sehingga diperoleh:

$$\begin{aligned}
 RA &= 15912,40 \text{ kgm} \\
 M_{maks} &= 30701,83 \text{ kgm} \\
 MD^{(1/4L)} &= 25628,44 \text{ kgm} \\
 MU &= M_{maks} \times 1,1 = 33772,01 \text{ kgm} \\
 Mu^{(1/4L)} &= M^{(1/4L)} \times 1,1 = 28191,28 \text{ kgm} \\
 Vu &= RA \times 1,1 = 17503,64 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

2) Tegangan pada profil baja

$$\begin{aligned}
 F_{sa} &= \frac{M_{max}}{S_x} && \text{(SNI 1725:2016 pasal 12.2)} \\
 &= \frac{307,0183 \times 10^6}{4020000} \\
 &= 76,37 \text{ MPa} \\
 F_{sb} &= F_{sa} = 76,37 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

## 3) Kontrol penampang

## a) Kontrol kelangsingan penampang

Tekuk lokal sayap (*flange*)

$$\lambda = \frac{B}{2tf} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{410}} = 8,40$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{fy - fr}} = \frac{370}{\sqrt{410 - 70}} = 20,07$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$ , maka penampang kompak.

Tekuk lokal badan (*web*)

$$\lambda = \frac{d}{tw} = \frac{600 - (2 \times (20 + 28))}{12} = 42$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = \frac{1680}{\sqrt{410}} = 82,97$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{fy}} = \frac{2550}{\sqrt{410}} = 125,94$$

$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$ , maka penampang kompak.

## b) Kontrol pengaruh tekuk lokal

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \\ &= f_y \times Z_x \\ &= f_y \times 1,5 \times S_x \\ &= 410 \times 1,5 \times 4020000 \\ &= 2472300000 \text{ Nmm} = 247230 \text{ kgm} \end{aligned}$$

## c) Kontrol momen terhadap tekuk lokal

$$\phi M_n > M_u$$

$$0,9 \times 247230 > 33772,01 \text{ kgm}$$

$$222507 \text{ kgm} > 43184,16 \text{ kgm}$$

Profil kuat menahan momen terhadap tekuk lokal.

d) Kontrol pengaruh tekuk lateral

$$J = \frac{1}{3} x ((2 x b x t^3) + (h x tw^3))$$

$$J = \frac{1}{3} x ((2 x 300 x 24^3) + (700 x 13^3))$$

$$= 1945600 \text{ mm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y x h^2}{4}$$

$$= \frac{90200000 x (600 - (2 x (20 + 28)))^2}{4}$$

$$= 5,73 x 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$F_L = f_y - f_r$$

$$= 410 - 70$$

$$= 340 \text{ MPa}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E x G x J x A}{2}}$$

$$= \frac{\pi}{4020000} \sqrt{\frac{200000 x 80000 x 1945600 x 19250}{2}}$$

$$= 13527,29 \text{ mm}$$

$$X_2 = 4 \left( \frac{S_x}{G x J} \right)^2 x \frac{C_w}{I_y}$$

$$= 4 \left( \frac{4020000}{80000 x 1945600} \right)^2 x \frac{5,73 x 10^{12}}{90200000}$$

$$= 0,0001695 \text{ mm}$$

$$L_p = 1,76 x r_y x \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 x 68,5 x \sqrt{\frac{200000}{410}}$$

$$= 2662,72 \text{ mm}$$

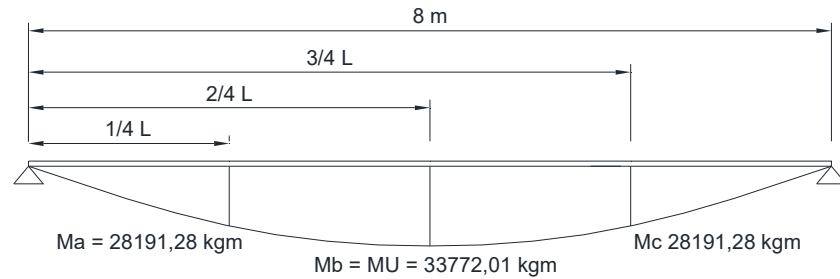
$$L = 8 \text{ m} = 8000 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{r_y x X_1}{F_L} \sqrt{1 + X_2 (F_L)^2}$$

$$= \frac{68,5 \times 13527,29}{340} \sqrt{1 + 0,0001695(340)^2}$$

$$= 2725,47 \text{ mm}$$

$L > L_r$  termasuk bentang panjang.



**Gambar 5.25** Beban momen akibat beban mati

$$C_b = \frac{12,5 \times M_u}{2,5 M_{max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5 \times 33772,01}{(2,5 \times 30701,83) + (3 \times 28191,28) + (4 \times 33772,01) + (3 \times 28191,28)} \leq 2,3$$

$$= 1,11 \leq 2,3$$

$$I_w = \frac{d^2 b^3 t}{24}$$

$$= \frac{(600 - (2 \times (20 + 28)))^2 \times 300^3 \times 20}{24}$$

$$= 5,72 \times 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L} \sqrt{E \times I_y \times G \times J + \left(\frac{\pi R}{L}\right)^2 I_y I_w}$$

$$= 1,11 \frac{\pi}{8000} \times$$

$$\sqrt{200000 \times 90200000 \times 80000 \times 1945600 + \left(\frac{\pi \times 200000}{8000}\right)^2 \times 90200000 \times 5,72 \times 10^{12}}$$

$$= 1066876397 \text{ Nmm} = 106688 \text{ kgm}$$

$$M_p = f_y \times Z_x$$

$$= f_y \times 1,5 \times S_x$$

$$= 410 \times 1,5 \times 4020000$$

$$= 2472300000 \text{ Nmm} = 247230 \text{ kgm}$$

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

$$= 106688 \text{ kgm} \leq 247230 \text{ kgm}$$

e) Kontrol momen terhadap tekuk lateral

$$\phi M_n > M_u$$

$$0,9 \times 247230 \text{ kgm} > 33772,01 \text{ kgm}$$

$$222507 \text{ kgm} > 33772,01 \text{ kgm}$$

Profil kuat menahan momen terhadap tekuk lateral.

f) Kontrol pengaruh geser

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{600 - (2 \times (20 + 28))}{24} \leq \frac{1100}{\sqrt{410}}$$

$$21 \leq 54,33 \text{ (kontrol pengaruh geser terpenuhi)}$$

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w$$

$$A_w = h \times tw$$

$$= 600 - (2 \times (20 + 28)) \times 12$$

$$= 6048 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0,6 \times 410 \times 6048$$

$$= 1487808 \text{ kg}$$

g) Kontrol terhadap pengaruh geser

$$\phi V_n > V_u$$

$$0,9 \times 1487808 > 17503,64 \text{ kg}$$

$$1715407,2 \text{ kg} > 17503,64 \text{ kg}$$

Profil kuat menahan pengaruh geser.

h) Kontrol pengaruh lendutan

Syarat lendutan maksimum akibat beban mati dan beban hidup:

$$\frac{L}{360} = \frac{8000}{360} = 2,22 \text{ mm (sumber : C. G. Salmon, "Struktur Baja II",$$

hal : 393)

Akibat beban terpusat tepi



**Gambar 5.26** Beban terpusat menyebar

$$P_{tepi} = 6032,15 \text{ kg} \quad a_1 = 50 \text{ cm}$$

$$P_4 = 6234,5 \quad a_2 = 200 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = \frac{P_{tepi} \times a_1}{24 EI} \times (3L^2 - 4a_1^2) + \frac{P_4 \times a_2}{24 EI} \times (3L^2 - 4a_2^2)$$

$$\Delta_1 = \frac{6032,15 \times 50}{24 \times 2,1 \times 10^6 \times 118000} \times (3 \times 800^2 - 4 \times 50^2) +$$

$$\frac{6234,5 \times 100}{24 \times 2,1 \times 10^6 \times 118000} \times (3 \times 800^2 - 4 \times 100^2)$$

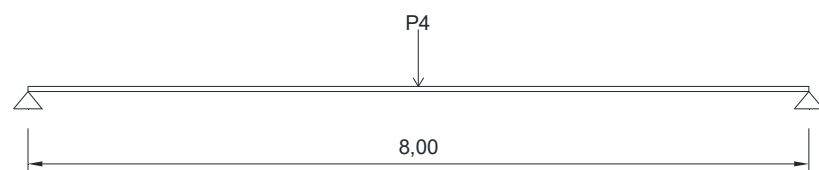
$$= 0,097 + 0,100$$

$$= 0,197$$

Karena terdapat beban yang sama, maka hasil dikali 2:

$$= 0,197 \times 2 = 0,394 \text{ cm}$$

Akibat beban terpusat di tengah ( $\Delta_2$ )



**Gambar 5.27** Beban terpusat tengah

$$P_4 = 6234,5 \text{ kg}$$

$$\Delta_2 = \frac{P_4 \times L^3}{48 EI}$$

$$= \frac{6234,5 \times 800^3}{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 118000}$$

$$= 0,268 \text{ cm}$$

Akibat berat sendiri gelagar melintang ( $\Delta_3$ )



**Gambar 5.28 Beban merata**

$$q = 151 \text{ kg/m} = 1,51 \text{ kg/cm}$$

$$\begin{aligned} \Delta_3 &= \frac{5 \times q \times L^3}{348 EI} \\ &= \frac{5 \times 1,51 \times 800^3}{348 \times 2,1 \times 10^6 \times 118000} \\ &= 0,0000448 \text{ cm} \end{aligned}$$

Lendutan total pada kondisi pra komposit adalah:

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$$

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{total}} &= 0,394 + 0,268 + 0,0000448 \\ &= 0,662 \text{ cm} = 6,62 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat lendutan maksimum akibat beban mati dan beban hidup:

$$\frac{L}{360} = \frac{8000}{360} = 2,22 \text{ mm (sumber : C. G. Salmon, "Struktur Baja II",$$

hal : 393)

$$6,62 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

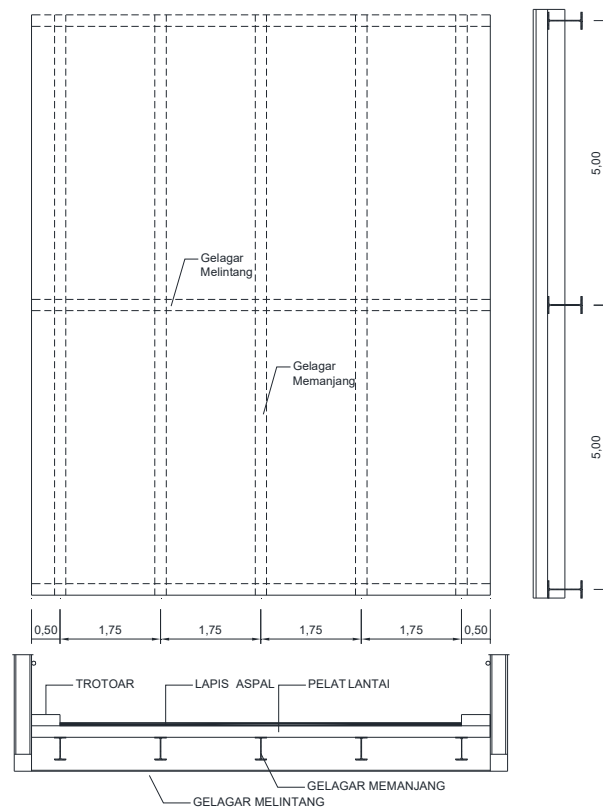
Profil kuat menahan pengaruh lendutan

Jadi, profil IWF 600.300.12.20 dapat digunakan pada gelagar melintang sebelum komposit.

b. Kondisi sesudah komposit

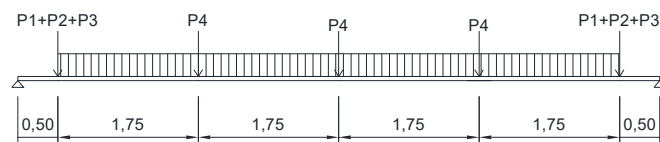
Kondisi sesudah komposit adalah kondisi dimana plat beton telah mengeras dan beban hidup telah bekerja.





**Gambar 5.29 Denah plat lantai, trotoar dan gelagar jembatan**

1) Pembebanan



**Gambar 5.30 Beban terpusat dan merata pada gelagar melintang**

Akibat beban mati:

a) Beban P1

Berat trotoar	$= 0,20 \times 0,50 \times 2500$	$= 250 \text{ kg/m}$
Berat plat lantai	$= 0,20 \times 0,50 \times 2500$	$= 250 \text{ kg/m}$
Berat air hujan	$= 0,05 \times 0,50 \times 1000$	$= 25 \text{ kg/m}$
Berat deck baja	$= 0,50 \times 14,8$	$= 7,4 \text{ kg/m}$
Taksiran berat <i>shear connector</i>		$= 20 \text{ kg/m}$
Berat railing		$= 17,58 \text{ kg/m}$
Total (qD1)		$= 569,98 \text{ kg/m}$

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P1) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

$$\begin{aligned} P1 &= qD1 \times 5 \\ &= 569,98 \times 5 \\ &= 2849,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

b) Beban P2

Berat plat lantai	$= 0,20 \times 0,875 \times 2500$	$= 437,5 \text{ kg/m}$
Berat perkerasan	$= 0,05 \times 0,875 \times 2200$	$= 96,25 \text{ kg/m}$
Berat air hujan	$= 0,05 \times 0,875 \times 1000$	$= 43,75 \text{ kg/m}$
Taksiran berat <i>shear connector</i>		$= 20 \text{ kg/m}$
Berat deck baja	$= 0,875 \times 14,8$	$= 12,95 \text{ kg/m}$
Total (qD2)		$= 610,45 \text{ kg/m}$

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P2) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

$$\begin{aligned} P2 &= qD2 \times 5 \\ &= 610,45 \times 5 \\ P2 &= 3052,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

c) Beban P3

Beban sendiri profil gelagar memanjang (qD3)

Dengan profil 400.200.8.13 qD3 = 66 kg/m

$$\begin{aligned} P3 &= qD3 \times L \\ &= 66 \times 5 \\ &= 330 \text{ kg} \end{aligned}$$

d) Beban P4

Berat plat lantai	$= 0,20 \times 0,875 \times 2500$	$= 437,5 \text{ kg/m}$
Berat perkerasan	$= 0,05 \times 0,875 \times 2200$	$= 96,25 \text{ kg/m}$
Berat air hujan	$= 0,05 \times 0,875 \times 1000$	$= 43,75 \text{ kg/m}$
Taksiran berat <i>shear connector</i>		$= 20 \text{ kg/m}$

$$\text{Berat deck baja} = \frac{0,875 \times 14,8}{1} = 12,95 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total (qD4)} = 610,45 \text{ kg/m}$$

Beban mati tersebut merupakan gaya terpusat (P4) yang bekerja pada titik tumpu gelagar melintang :

$$P4 = (2 \times qD2 \times L) + (\text{berat gelagar profil IWF 400.200.8.13})$$

$$= (2 \times 610,45 \times 5) + (66 \times 5)$$

$$= 6434,5 \text{ kg}$$

e) Beban q4

$$\text{Berat sendiri gelagar melintang IWF 600.300.12.20} = 151 \text{ kg/m}$$

$$P1 + P2 + P3 = P_{\text{tepi}} = 2849,9 + 3052,25 + 330 = 6232,15 \text{ kg}$$

$$P4 = 6434,5 \text{ kg}$$

$$q4 = 151 \text{ kg/m}$$

Reaksi perletakan :

$$R_A = R_B = \frac{(3 \times P4) + (2 \times P_{\text{tepi}}) + (q4 \times L)}{2}$$

$$= \frac{(3 \times 6434,5) + (2 \times 6232,15) + (151 \times 7)}{2}$$

$$= 16412,40 \text{ kgm}$$

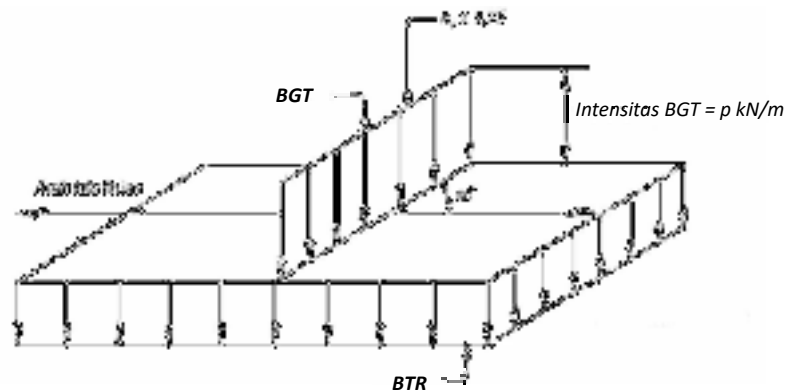
Momen maksimum akibat beban mati

$$M_{\text{maks}} = (R_A \times 4,0) - (P_{\text{tepi}} \times 3,5) - (P4 \times 1,75) - (q4 \times 3,5 \times 1,75)$$

$$= (16412,40 \times 4,0) - (6232,15 \times 3,5) - (6434,5 \times 1,75) - (151 \times 3,5 \times 1,75)$$

$$= 31651,83 \text{ kgm}$$

f) Beban terbagi rata



**Gambar 5.31 Beban lajur "D"**

Beban merata (faktor beban 2,0)

$$L = 55 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \times 2,0 \quad (\text{SNI 1725:2016 pasal 8.3.1})$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{55}\right) \times 2,0$$

$$q = 13,91 \text{ kPa} = 1390,91 \text{ kg/m}^2$$

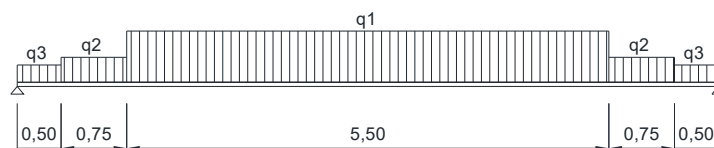
$$q_1 (100\%) = \frac{1390,91}{2,75} \times 100\% = 505,79 \text{ kg/m}$$

$$q_2 (50\%) = \frac{1390,91}{2,75} \times 50\% = 252,89 \text{ kg/m}$$

akibat muatan beban hidup trotoar

$$q = 5 \text{ kPa} = 500 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_3 &= 60\% \times 500 \times 2,0 \times L \\ &= 60\% \times 500 \times 2,0 \times 5 \\ &= 3000 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



**Gambar 5.32 Distribusi beban hidup secara melintang**

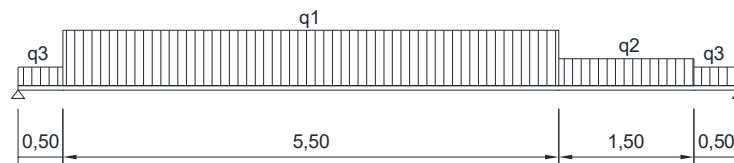
Reaksi perletakan:

$$\begin{aligned}
 R_v &= \frac{(q_1 \times 5,50) + (2 \times q_2 \times 0,75) + (2 \times q_3 \times 0,50)}{2} \\
 &= \frac{(505,79 \times 5,50) + (2 \times 252,89 \times 0,75) + (2 \times 3000 \times 0,50)}{2} \\
 &= 3080,59 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum yang terjadi akibat beban q:

$$\begin{aligned}
 M_{\text{maks } q} &= (R_v \times 4,0) - (q_3 \times 0,5 \times 3,75) - (q_2 \times 0,75 \times 3,125) - (q_1 \\
 &\times 2,75 \times 1,375) \\
 &= (3080,59 \times 4,0) - (3000 \times 0,5 \times 3,75) - (252,89 \times 0,75 \times \\
 &3,125) - (505,79 \times 2,75 \times 1,375) \\
 &= 4192,13 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Geser maksimum akibat beban q:



**Gambar 5.33 Distribusi beban secara melintang**

Reaksi perletakan:

$$\sum M_A = 0$$

$$\begin{aligned}
 (R_B \times 8,0) - (q_3 \times 0,5 \times 7,75) - (q_2 \times 1,5 \times 6,75) - (q_1 \times 5,5 \times 3,25) - \\
 (q_3 \times 0,5 \times 0,25) = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 (R_B \times 8,0) - (3000 \times 0,5 \times 7,75) - (252,89 \times 1,5 \times 6,75) - (505,79 \times \\
 5,5 \times 3,25) - (3000 \times 0,5 \times 0,25) = 0
 \end{aligned}$$

$$8,0 R_B = 23601,51 \text{ kg}$$

$$R_B = 2950,19 \text{ kg}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$\begin{aligned}
 (R_A \times 8,0) - (q_3 \times 0,5 \times 7,75) - (q_1 \times 5,5 \times 4,75) - (q_2 \times 1,5 \times 1,25) \\
 - (q_3 \times 0,5 \times 0,25) = 0
 \end{aligned}$$

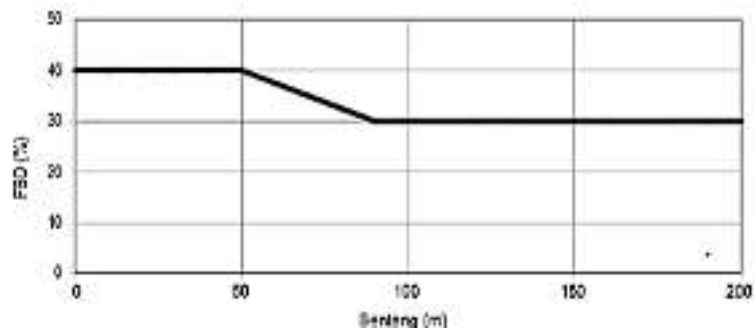
$$\begin{aligned}
 (R_A \times 8,0) - (3000 \times 0,5 \times 7,75) - (505,79 \times 5,5 \times 4,75) - (252,89 \times \\
 1,5 \times 1,25) - (3000 \times 0,5 \times 0,25) = 0
 \end{aligned}$$

$$8,0 RA = 25687,93 \text{ kg}$$

$$RA = 3210,99 \text{ kg}$$

Beban Garis Terpusat (BGT)

Faktor beban dinamis



**Gambar 5.34 Faktor beban dinamis**

$$L = 55 \text{ m maka, } FBD = 0,4 - 0,0025 (L - 50) = 0,39$$

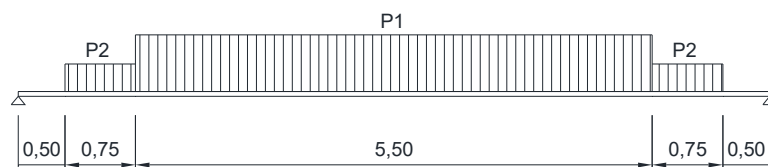
$$S = 1,75 \text{ m maka, } k = 1 + DLA = 1 + 0,39 = 1,39$$

$$P = 49 \text{ kN/m (faktor beban 2,0) (SNI 1725:2016 pasal 8.3.1)}$$

$$P = 49 \times 2,0 = 98 \text{ kN/m} = 9993,22 \text{ kg/m}$$

$$P1 (100\%) = \frac{9993,22}{2,75} \times 1,39 \times 100\% = 5051,12 \text{ kg/m}$$

$$P2 (50\%) = \frac{9993,2}{2,75} \times 1,39 \times 50\% = 2525,56 \text{ kg/m}$$



**Gambar 5.35 Distribusi beban "P"**

$$R_v = \frac{(P2 \times 0,75) + (P1 \times 5,5) + (P2 \times 0,75)}{2}$$

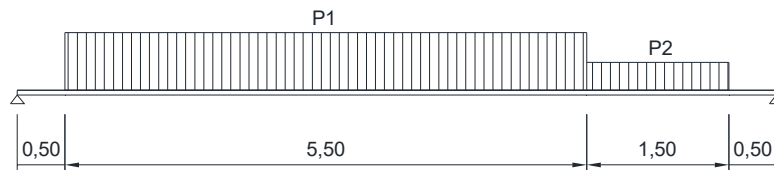
$$= \frac{(2525,56 \times 0,75) + (5051,12 \times 5,5) + (2525,56 \times 0,75)}{2}$$

$$= 15784,75 \text{ kgm}$$

Momen maksimum yang terjadi akibat beban garis “P”

$$\begin{aligned} M_{\text{maks P}} &= (R_v \times 4,0) - (P_2 \times 0,75 \times 3,125) - (P_1 \times 2,75 \times 1,375) \\ &= (15784,75 \times 4,0) - (2525,56 \times 0,75 \times 3,125) - (5051,12 \\ &\times 2,75 \times 1,375) \\ &= 38120,17 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Menentukan geser maksimum akibat beban P:



**Gambar 5.36 Distribusi beban**

Reaksi perletakan:

$$\sum MA = 0$$

$$(RB \times 8,0) - (P_2 \times 1,5 \times 6,75) - (P_1 \times 5,5 \times 3,25) = 0$$

$$(RB \times 8,0) - (2525,56 \times 1,5 \times 6,75) - (5051,12 \times 5,5 \times 3,25) = 0$$

$$8,0 RB = 115860,07 \text{ kg}$$

$$RB = 14482,51 \text{ kg}$$

$$\sum MB = 0$$

$$(RA \times 8,0) - (P_1 \times 5,5 \times 4,75) - (P_2 \times 1,5 \times 1,25) = 0$$

$$(RA \times 8,0) - (5051,12 \times 5,5 \times 4,75) - (2525,56 \times 1,5 \times 1,25) = 0$$

$$8,0 RA = 136695,94 \text{ kg}$$

$$RA = 17086,99 \text{ kg}$$

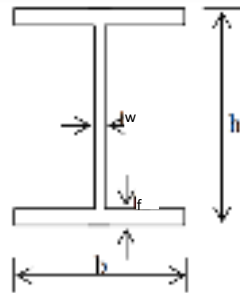
Perhitungan Momen dan Geser yang Bekerja

Momen

$$\begin{aligned} M_{\text{tot}} &= M + M_{\text{maks q}} + M_{\text{maks P}} \\ &= 29700,98 + 4192,13 + 38120,17 \\ &= 72013,28 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{tot}} &= V + V_{\text{maks q}} + V_{\text{maks P}} \\ &= 15976,75 + 3210,99 + 17086,99 \\ &= 36274,73 \text{ kg} \end{aligned}$$

## 2) Perhitungan gelagar komposit



Gambar 5.37 Profil IWF

Direncanakan menggunakan profil IWF 600.300.12.20, dengan data sebagai berikut :

Berat	= 151 kg/m	
$W_x$	= 4020 cm <sup>3</sup>	= 4020000 mm <sup>3</sup>
$W_y$	= 601 cm <sup>3</sup>	= 601000mm <sup>3</sup>
Luas tampang	= 192,5 cm <sup>2</sup>	= 19250 mm <sup>2</sup>
$I_x$	= 118000 cm <sup>4</sup>	= 118000000 mm <sup>4</sup>
$I_y$	= 9020 cm <sup>4</sup>	= 9020000 mm <sup>4</sup>
$i_x$	= 24,8 cm	= 248 mm
$i_y$	= 6,85 cm	= 68,5 mm
$r$	= 28 mm	
$b$	= 300 mm	
$h$	= 600 mm	
$t_f$	= 20 mm	
$t_w$	= 12 mm	

Perhitungan lebar efektif

$$b_E \leq \frac{L}{4} \quad (\text{Metode LRFD pasal 12.3})$$

$$\leq \frac{800}{4}$$

$$\leq 200 \text{ cm}$$

$$b_E \leq b_o \quad (\text{Metode LRFD pasal 12.3})$$

$$\leq 500 \text{ cm}$$



Diambil nilai yang terkecil,  $bE = 200 \text{ cm}$

Menentukan nilai  $n$ :

$$E_{\text{beton}} = 4700\sqrt{f_c} = 4700\sqrt{20} = 21019,04 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{baja}} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} N &= \frac{E_{\text{baja}}}{E_{\text{beton}}} \\ &= \frac{200000}{21019,4} \\ &= 9,5 = 9 \end{aligned}$$

Plat beton ditransformasi ke penampang baja, sehingga:

$$\frac{bE}{n} = \frac{200}{9} = 22,222 \text{ cm}$$

Menentukan letak garis netral:

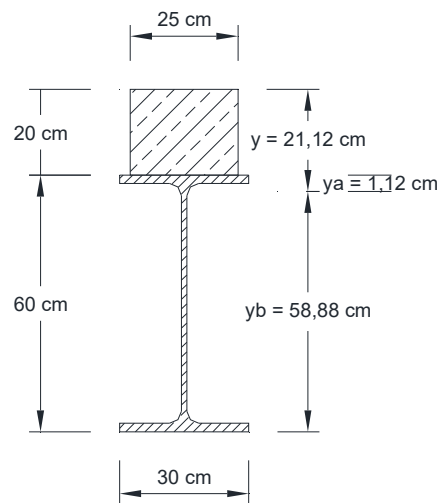
**Tabel 5.7 Letak garis netral**

Seg.	Luas Transformasi A (cm <sup>2</sup> )	Lengan momen y (cm)	A . y (cm <sup>3</sup> )
Plat beton	500	10	5000
Profil IWF	192,5	50	9625
	692,5		14625

$$\begin{aligned} \bar{y} &= \frac{\sum A x y}{\sum A} \\ &= \frac{\sum 14625}{\sum 692,5} \\ &= 21,12 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_a &= \bar{y} - t \\ &= 21,12 - 20 \\ &= 1,12 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_b &= t + d - \bar{y} \\ &= 20 + 60 - 21,12 \\ &= 58,88 \text{ cm} \end{aligned}$$



**Gambar 5.38 Penampang komposit**

**Tabel 5.8 Momen inersia penampang**

	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	Io (cm <sup>4</sup> )	d (cm)	Io + Ad <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Plat beton	500	10	16666,67	11,12	78493,87
Profil IWF	192,5	50	118000	28,88	278555,47
	692,5			Itr	357049,34

Modulus penampang (S)

$$S_c = S_{\text{beton}} = \frac{357049,34}{21,12}$$

$$= 16905,75 \text{ cm}^3$$

$$S_{sa} = S_{\text{bajaatas}} = \frac{357049,34}{1,12}$$

$$= 318794,05 \text{ cm}^3$$

$$S_{sb} = S_{\text{bajabawah}} = \frac{357049,34}{58,88}$$

$$= 6064,02 \text{ cm}^3$$

Tegangan yang terjadi

Pada serat atas baja:

$$F_{sa} = \frac{M \times y_a}{I_{tr}}$$

(SNI 1725:2016 pasal 12.2)

$$= \frac{720,1328 \times 10^6 \times 11,2}{357049,34 \times 10^4}$$

$$= 2,26 \text{ MPa}$$

Pada serat bawah baja:

$$F_{sb} = \frac{M \times y_b}{I_{tr}} \quad (\text{SNI 1725:2016 pasal 12.2})$$

$$= \frac{720,1328 \times 10^6 \times 588,8}{357049,34 \times 10^4}$$

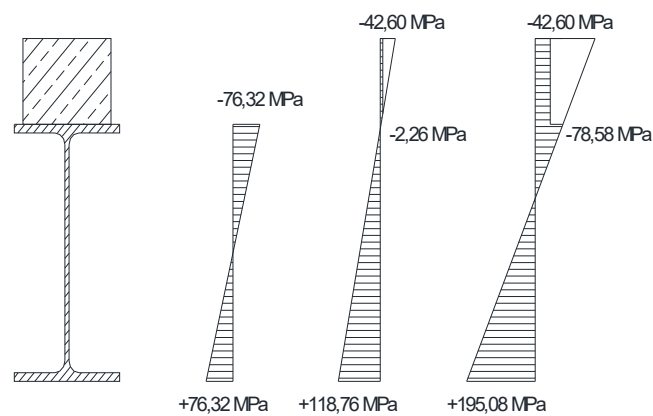
$$= 118,76 \text{ MPa}$$

Tegangan pada serat atas beton:

$$f_c = \frac{M \times y}{I_{tr}} \quad (\text{SNI 1725:2016 pasal 12.2})$$

$$= \frac{720,1328 \times 10^6 \times 211,2}{357049,34 \times 10^4}$$

$$= 42,60 \text{ MPa}$$



**Gambar 5.39 Diagram tegangan sebelum dan sesudah komposit**

Lendutan yang terjadi:

Akibat beban terpusat di tepi



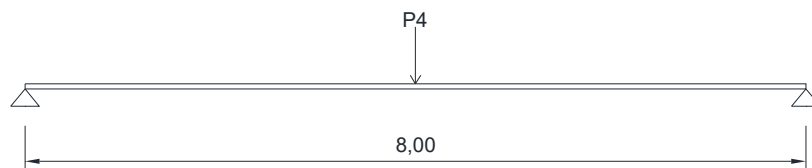
**Gambar 5.40 Beban terpusat menyebar**

$$\begin{aligned}
 P_{\text{tepi}} &= 6032,15 \text{ kg} & a_1 &= 50 \text{ cm} \\
 P_4 &= 6234,5 & a_2 &= 200 \text{ cm} \\
 \Delta_1 &= \frac{P_{\text{tepi}} \times a_1}{24 EI} \times (3L^2 - 4a_1^2) + \frac{P_4 \times a_2}{24 EI} \times (3L^2 - 4a_2^2) \\
 \Delta_1 &= \frac{6032,15 \times 50}{24 \times 2,1 \times 10^6 \times 118000} \times (3 \times 800^2 - 4 \times 50^2) + \\
 &\frac{6234,5 \times 100}{24 \times 2,1 \times 10^6 \times 118000} \times (3 \times 800^2 - 4 \times 100^2) \\
 &= 0,097 + 0,100 \\
 &= 0,197
 \end{aligned}$$

Karena terdapat beban yang sama, maka hasil dikali 2:

$$= 0,197 \times 2 = 0,394 \text{ cm}$$

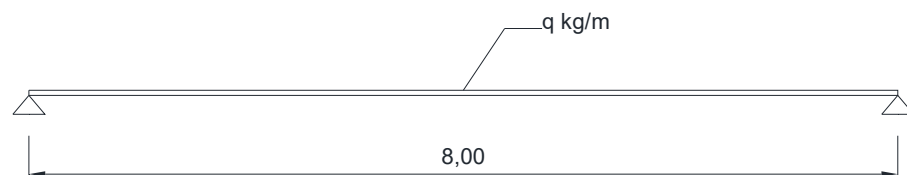
Akibat beban terpusat di tengah ( $\Delta_2$ )



**Gambar 5.41 Beban terpusat tengah**

$$\begin{aligned}
 P_4 &= 6234,5 \text{ kg} \\
 \Delta_2 &= \frac{P_4 \times L^3}{48 EI} \\
 &= \frac{6234,5 \times 800^3}{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 118000} \\
 &= 0,268 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Akibat berat sendiri gelagar melintang ( $\Delta_3$ )



**Gambar 5.42 Beban merata**

$$q = 151 \text{ kg/m} = 1,51 \text{ kg/cm}$$

$$\begin{aligned}\Delta_3 &= \frac{5 \times q \times L^3}{348 EI} \\ &= \frac{5 \times 1,51 \times 800^3}{348 \times 2,1 \times 10^6 \times 118000} \\ &= 0,0000448 \text{ cm}\end{aligned}$$

Lendutan tambahan akibat beban hidup yang bekerja pada saat komposit:

$$\begin{aligned}\Delta_3 &= \left( \frac{5}{348} \cdot \frac{Q_L \times L^4}{E \times I_{tr}} \right) + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I_{tr}} \\ &= \left( \frac{5}{348} \cdot \frac{37,59 \times 800^4}{2000000 \times 357049,34} \right) + \frac{65,66 \times 800^3}{48 \times 2000000 \times 357049,34} \\ &= 0,408 \text{ cm} = 4,08 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lendutan total pada kondisi pra komposit adalah:

$$\begin{aligned}\Delta_{total} &= \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \\ \Delta_{total} &= 0,394 + 0,268 + 0,0000448 + 0,408 \\ &= 1,07 \text{ mm} = 10,7 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat lendutan maksimum akibat beban mati dan beban hidup:

$$\frac{L}{360} = \frac{8000}{360} = 2,22 \text{ mm (sumber : C. G. Salmon, "Struktur Baja II",$$

hal : 393)

10,7 mm < 25 mm, profil kuat menahan pengaruh lendutan

Jadi, profil IWF 600.300.12.20 dapat digunakan pada gelagar melintang sebelum komposit.

Analisa kekuatan desain gelagar komposit

Kontrol penampang

Web:

$$\begin{aligned}\lambda_w &= \frac{B}{2tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \\ &= \frac{300}{2 \times 12} \leq \frac{1680}{\sqrt{410}} \\ &= 12,5 \leq 82,97\end{aligned}$$

$$\lambda_w \leq \lambda_p$$

$12,5 \leq 82,97$  maka, penampang IWF tersebut merupakan penampang kompak

Flens:

$$\begin{aligned}\lambda_f &= \frac{B}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \\ &= \frac{300}{2 \times 20} \leq \frac{170}{\sqrt{410}} \\ &= 7,5 \leq 8,40\end{aligned}$$

$$\lambda_f \leq \lambda_p$$

$7,5 \leq 8,40$  maka, penampang IWF tersebut merupakan penampang kompak

Kontrol kuat lentur nominal

$$\begin{aligned}Z_x &= B \times tf (h - tf) + \frac{1}{4} \times tw \times (h - 2tf)^2 \\ &= 300 \times 20 (600 - 20) + \frac{1}{4} \times 12 (600 - 2 \times 20)^2 \\ &= 4420800 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= Z_x \times fy \\ &= 4420800 \times 410 \\ &= 1812528000 \text{ Nmm} \\ &= 181252,80 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,9 \times 181252,80 \\ &= 163127,52 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Kontrol kuat lentur nominal setelah komposit

$$\text{Syarat } \mu < \phi M_n \quad (\text{RSNI T 03 - 2005 pasal 7.2.4})$$

$33772,01 \text{ kgm} < 163127,52 \text{ kgm}$  kontrol penampang kompak terpenuhi

Kontrol lendutan:

Lendutan pada saat aksi komposit belum bekerja:

$$\Delta = 6,62 \text{ mm}$$

Lendutan dengan beban hidup (setelah komposit):

$$\Delta = 10,7 \text{ mm}$$

### 5.2.6 Perencanaan *shear connector*

*Shear connector* digunakan untuk menahan gaya memanjang yang terjadi pada bidang pertemuan antara plat beton dengan balok baja. Syarat teknis perencanaan *shear connector* dengan menggunakan stud menurut SNI 03-1729-2002 pasal 12.6.6 adalah:

- Jarak minimal antar stud arah memanjang balok  $5d$  tidak kurang dari 10 cm.
- Jarak maksimal antar stud tidak boleh lebih dari delapan kali plat beton atau kurang dari 800 mm.
- Jarak antar stud tegak lurus balok tidak boleh kurang dari  $d + 3$ .
- Panjang minimal stud  $4d$ .
- Jarak minimal ujung stud dengan permukaan beton 4cm.

*Shear connector* direncanakan menggunakan stud  $\varnothing 25$  mm dengan tinggi (H) = 100 mm. jumlah stud dalam arah tegak lurus sumbu gelagar melintang = 2 buah.

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \times 25^2 \\ &= 490 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal penghubung geser

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \sqrt{20} \\ &= 21019,038 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f_c \times E_c} \\ &= 0,5 \times 490 \times \sqrt{20 \times 21019,038} \\ &= 158850,1027 \text{ N} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya geser horizontal (V<sub>h</sub>)

$$\begin{aligned} V_h &= 0,85 \times f_c \times b_e \times t_s \\ &= 0,85 \times 20 \times 222,22 \times 200 \\ &= 755548 \end{aligned}$$

$$V_h = C \text{ maks}$$

$T_{maks}$  = Gaya geser yang disumbangkan oleh profil baja

$$\begin{aligned} &= A_s \times f_y \\ &= 23550 \times 410 \\ &= 9655500 \text{ N} \end{aligned}$$

Jumlah stud yang dibutuhkan:

$$\begin{aligned} N &= \frac{Vh}{Qn} \\ &= \frac{755548}{158850,1027} \\ &= 4,756 \text{ diambil } 10 \text{ buah.} \end{aligned}$$

10 buah stud pada baris pertama, jadi jumlah stud yang dipasang pada jarak 8 m gelagar melintang sebanyak 20 stud. Jarak *shear connector* yang harus dipasang adalah jarak minimum longitudinal:

$$S_{min} = 6 \times d = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

Jarak transversal (jarak minimum tegak lurus sumbu longitudinal):

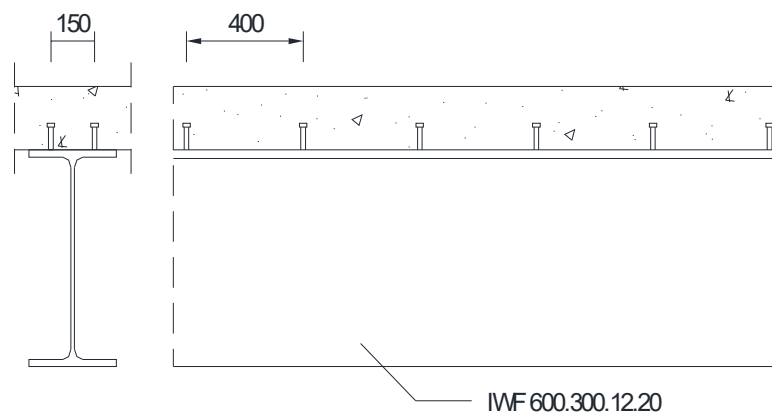
Digunakan sebagai jarak antar baris stud

$$S = 4 \times d = 4 \times 25 = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

Digunakan jarak 15 cm

Daerah lapangan:

$$\text{Jarak antar stud} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$



**Gambar 5.43 Pemasangan stud pada gelagar melintang**



### 5.2.7 Perencanaan sambungan antara gelagar memanjang dan melintang

Digunakan sambungan baut tipe A 325

Diameter baut = 25,4 mm

Kuat tarik baut = 825 MPa = 8412,53 kg/cm

Tebal plat = 10 mm

Mutu baja = BJ 55

#### a. Kuat geser gelagar memanjang

Sambungan berdasarkan kekuatan batas/kapasitas penampang sehingga memungkinkan sambungan lebih kuat dari pada batang. Kuat geser gelagar memanjang adalah:

$$V_u = 22229,23 \text{ kg}$$

#### b. Luas baut

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi \times 2,54^2 \\ &= 5,065 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

#### c. Jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Ø lubang baut} &= 2,54 + 0,1 \\ &= 2,64 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi baut} &= 1,5 d \text{ s/d } 3 d \\ &= 1,5 \times 2,64 \text{ s/d } 3 \times 2,64 \\ &= 3,96 \text{ s/d } 7,92 \text{ diambil } 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &= 3 d \text{ s/d } 7 d \\ &= 3 \times 2,64 \text{ s/d } 7 \times 2,64 \\ &= 7,92 \text{ s/d } 18,48 \text{ diambil } 9 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### d. Sambungan irisan tunggal (pada gelagar melintang)

##### a) Kuat tarik desain

$$\phi R_n = \phi(0,75 \times F_{ub}) \times A_b$$

$$= 0,75 (0,75 \times 8412,53) \times 5,065$$

$$= 23965,5 \text{ kg}$$

b) Kuat geser desain

Banyaknya bidang geser yang terlihat adalah 1 karena merupakan sambungan irisan tunggal. Sehingga  $m = 1$

$$\phi R_n = \phi(0,6 \times F_{ub}) \times A_b \times m$$

$$= 0,75 (0,6 \times 8412,53) \times 5,065 \times 1$$

$$= 16616,1 \text{ kg}$$

c) Kekuatan tumpu desain

Perhitungan kekuatan tumpu desain pada perumusannya mempertimbangkan ketebalan plat yang akan disambung. Dalam hal ini ketebalan plat yang diperhitungkan adalah ketebalan gelagar melintang yaitu = 1,3 cm

$$\phi R_n = \phi(2,4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 (2,4 \times 2,64 \times 1,3 \times 5500)$$

$$= 33976,8 \text{ kg}$$

d) Kekuatan nominal

$$T_n = 0,6 \times f_y \times A_{ug}$$

$$= 0,6 \times 4100 \times (1,3 \times (70 - 2 - 2,4))$$

$$= 208509,60 \text{ kg}$$

$$T_n > T_u = 22229,23 \text{ kg}$$

e) Momen ultimit

$$M_u = P_u \times w \text{ (w adalah jarak titik yang dilemahkan)}$$

$$= 22229,23 \times 5$$

$$= 111146,15 \text{ kgm}$$

f) Jumlah baut

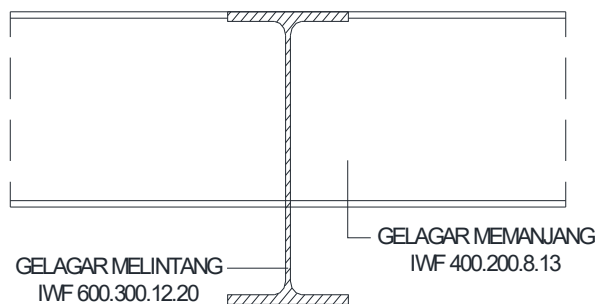
$$n = \sqrt{\frac{6 \times M_u}{R \times P}}$$

$$= \sqrt{\frac{6 \times 111146,15}{16616,1 \times 7}}$$

$$= 2,39 = 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan plat penyambung siku L 90. 90.16

e. Sambungan irisan ganda (pada gelagar memanjang)



**Gambar 5.44 Pertemuan antara gelagar memanjang dan melintang**

a) Kuat tarik desain

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0,75 \times F_{ub}) \times A_b \\ &= 0,75 (0,75 \times 8412,53) \times 5,065 \\ &= 23965,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

b) Kuat geser desain

Banyaknya bidang geser yang terlihat adalah 2 karena merupakan sambungan irisan tunggal. Sehingga  $m = 2$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0,6 \times F_{ub}) \times A_b \times m \\ &= 0,75 (0,6 \times 8412,53) \times 5,065 \times 2 \\ &= 33232,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

c) Kekuatan tumpu desain

Perhitungan kekuatan tumpu desain pada perumusanya mempertimbangkan ketebalan plat yang akan disambung. Dalam hal ini

ketebalan plat yang diperhitungkan adalah ketebalan gelagar melintang  
yaitu = 3,0 cm

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi(2,4 \times d \times t \times f_u) \\ &= 0,75 (2,4 \times 2,64 \times 3,0 \times 5500) \\ &= 78408 \text{ kg}\end{aligned}$$

d) Kekuatan nominal

$$\begin{aligned}T_n &= 0,6 \times f_y \times A_{ug} \\ &= 0,6 \times 4100 \times (3,0 \times (40 - 2 - 5)) \\ &= 221400 \text{ kg}\end{aligned}$$

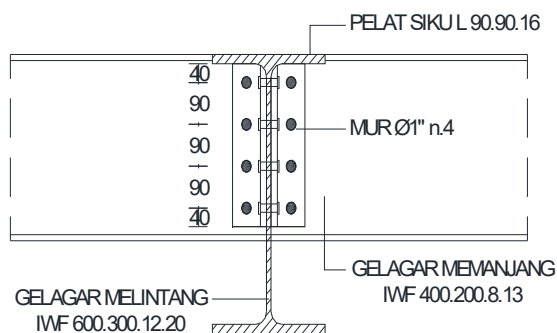
$$T_n > T_u = 22229,23 \text{ kg}$$

e) Momen ultimit

$$\begin{aligned}M_u &= P_u \times w \text{ (w adalah jarak titik yang dilemahkan)} \\ &= 22229,23 \times 5 \\ &= 111146,15 \text{ kgm}\end{aligned}$$

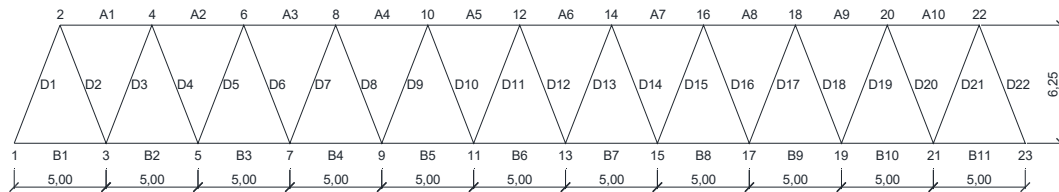
f) Jumlah baut

$$\begin{aligned}n &= \sqrt{\frac{6 \times M_u}{R \times P}} \\ &= \sqrt{\frac{6 \times 111146,15}{33232,1 \times 7}} \\ &= 1,69 = 4 \text{ buah}\end{aligned}$$



**Gambar 5.45 Sambungan gelagar memanjang dan gelagar melintang**

### 5.2.8 Perhitungan rangka utama jembatan



**Gambar 5.46 Bentuk rangka utama jembatan**

Rangka utama pada jembatan ini adalah jembatan menggunakan lantai bawah atau posisi rangka jembatan berada di atas. Rangka utama berfungsi untuk menyalurkan beban – beban yang berada di atasnya ke tumpuan jembatan. Untuk mendapatkan gaya – gaya batang pada rangka utama jembatan digunakan bantuan program aplikasi SAP2000 V.14.

Perhitungan pembebanan berdasarkan SNI 1725:2016 – Pembebanan untuk Jembatan, sedangkan untuk beban gempa berdasarkan SNI 2833:2016 – Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa.

a. Beban mati struktur (MS)

Beban mati struktur (*Dead Load*) merupakan beban yang selalu ada dalam struktur jembatan akibat berat sendiri struktur jembatan tersebut. Pada program SAP2000, berat sendiri struktur sudah diperhitungkan otomatis sehingga tidak perlu melakukan input beban ke SAP2000.

b. Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan nilainya ditentukan tergantung dari jenis material yang digunakan dan nilai beban mati tambahan harus diinput secara manual ke dalam program SAP2000. Perhitungan beban mati tambahan jembatan dapat dilihat pada dibawah ini:

1) Lapisan aspal

$$\text{Tebal} = 0,05 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{aspal}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Beban mati} = 0,05 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3$$

$$= 1,10 \text{ kN/m}^3$$

## 2) Railing

$$\text{Diameter railing} = 76,3 \text{ mm}$$

$$\gamma \text{ besi} = 71 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati} &= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 0,0763^2 - \frac{1}{4} \times \pi \times 0,0723^2 \right) \times 71 \text{ kN/m}^2 \\ &= 0,033 \text{ kN/m (untuk 1 railing)} \\ &= 0,066 \text{ kN/m (untuk 2 railing)} \end{aligned}$$

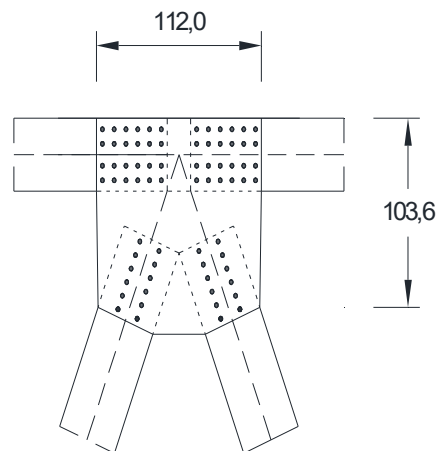
## 3) Air hujan

$$\text{Tebal} = 0,05 \text{ m}$$

$$\gamma \text{ air} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Beban mati} &= 0,05 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,5 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

## 4) Taksiran berat plat buhul dan baut (1 simpul/joint)



**Gambar 5.47 Sketsa plat buhul dan baut**

## a) Plat buhul

$$\text{Tebal} = 20 \text{ mm}$$

$$\gamma \text{ baja} = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Berat} &= 1,120 \text{ m} \times 1,036 \text{ m} \times 0,02 \text{ m} \times 78,5 \text{ kN/m}^3 \\ &= 0,911 \text{ kN (untuk 1 sisi)} \\ &= 1,822 \text{ kN (untuk 2 sisi)} \end{aligned}$$

## b) Baut

Menggunakan baut M 24 x 200 tipe A 325

Berat = 0,920 kg (termasuk berat mur) (sumber : skipperlimited.com)

Jumlah baut:

Batang atas = 24 baut

Batang diagonal = 12 baut

$$\begin{aligned} \text{Total berat baut} &= (24 \times 0,920 \times 2) + (12 \times 0,920 \times 2) \\ &= 66,24 \text{ kg} = 0,663 \text{ kN} \end{aligned}$$

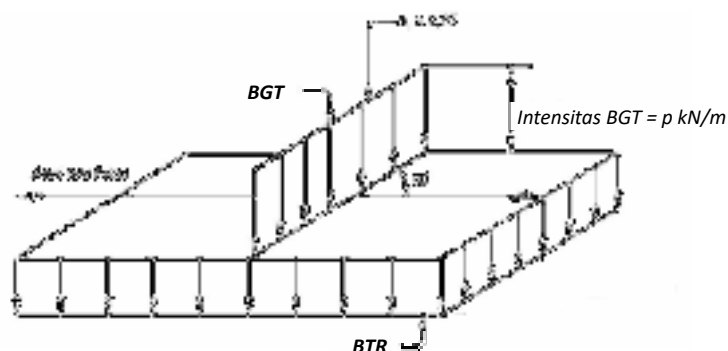
$$\begin{aligned} \text{Total berat plat buhul dan baut 1 joint} &= 1,822 \text{ kN} + 0,663 \\ &= 2,485 \text{ kN} \end{aligned}$$

## c. Beban hidup

Beban hidup adalah semua berat benda yang melintas pada jembatan, yaitu beban lalu lintas atau berat kendaraan yang melewati jembatan dan juga berat pejalan kaki yang melewati jembatan.

## 1) Beban lajur (D)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur (D) terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). BTR mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya bergantung pada panjang bentang  $L$  yang dibebani lalu lintas.



**Gambar 5.48 Beban lajur “D”**

Beban BTR mempunyai 2 cara input kedalam SAP2000, yaitu:

a) Beban di masukan ke dalam slab:

$$L = 55 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \quad (\text{SNI 1725:2016 pasal 8.3.1})$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{55}\right)$$

$$q = 6,95 \text{ kN/m}^2$$

b) Beban di masukan ke dalam gelagar memanjang:

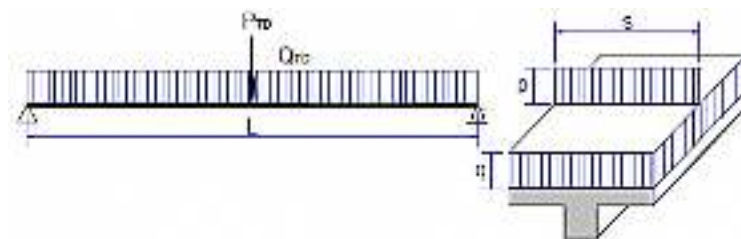
$$QTD = q \times s = 6,95 \times 1,75 = 12,16 \text{ kg/m}$$

BGT mempunyai intensitas  $p = 49 \text{ kN/m}$

$$L = 55 \text{ m maka,} \quad FBD = 0,4 - 0,0025 (L - 50) \\ = 0,39$$

$$S = 1,75 \text{ m maka,} \quad k = 1 + DLA \\ = 1 + 0,39 \\ = 1,39$$

$$PTD = k \times p \times s = 1,39 \times 49 \times 1,75 = 119,19 \text{ kN}$$

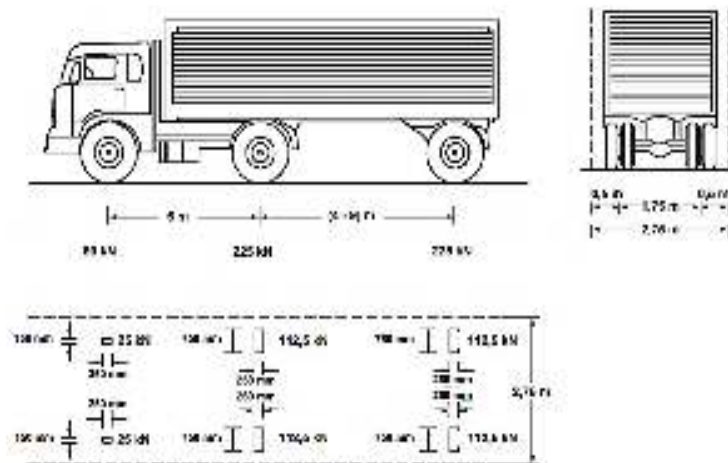


**Gambar 5.49 Distribusi beban lajur pada gelagar jembatan**

2) Beban kendaraan (Truk “T”)

Beban kendaraan yang diperhitungkan adalah truk sesuai dengan SNI 1725:2016 pasal 8.4.1.





**Gambar 5.50 Pembebanan Truk "T"**

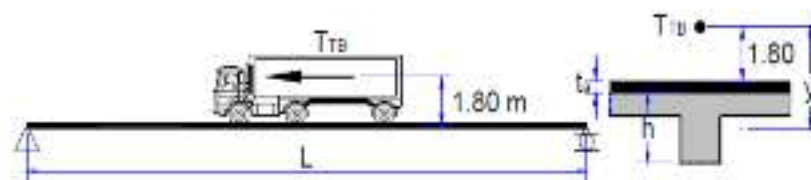
### 3) Gaya Rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan.

$$H_{TB} = 250 \quad \text{untuk } L \leq 80 \text{ m}$$

$$TB = 250 + 2,5 (1 - 80) \quad \text{untuk } 80 < L < 180 \text{ m}$$

$$H_{TB} = 500 \quad \text{untuk } L \geq 180 \text{ m}$$



**Gambar 5.51 Distribusi gaya rem**

Panjang gelagar (L)	= 55 m
Gaya rem (H TB)	= 250 kN
Jumlah gelagar (n)	= 7 buah
Jarak gelagar (s)	= 1,75 m
Gaya rem = H TB/n	= 250 / 7 = 35,71 kN
Jumlah joint pada gelagar	= 23 joint
Maka gaya rem yang bekerja pada joint gelagar	= 3,71 / = kN

#### 4) Beban hidup pejalan kaki (TP)

Semua komponen trotoar yang lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing – masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban sebagai berikut:

$A$  = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m<sup>2</sup>)

Beban hidup merata pada trotoar:

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

$$\text{Untuk } 10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2 \quad q = 5 - 0,33 \times (A - 10) \text{ kPa}$$

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

$$\text{Panjang bentang} \quad L = 55 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar,} \quad bt = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Luas bidang trotoar,} \quad A = bt \times L = 0,5 \times 55 = 27,5 \text{ m}^2$$

$$\text{Beban pada trotoar,} \quad Q_{TP} = 5 - 0,033 \times (55 - 10) = 3,515 \text{ kN/m}$$

#### d. Beban angin (EW)

Tekanan angin yang diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (VB) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk system lantai dan railing yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen – komponennya. (SNI 1725:2016 pasal 9.6 hal 55).

Perencana dapat menggunakan kecepatan rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal.

Tekanan angin rencana dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$PD = PB \left( \frac{VDZ}{VB} \right)^2$$

Dengan,

PB = Tekanan angin dasar

**Tabel 5.9 Tekanan angin dasar**

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin Hisap (MPa)
Rangka, kolom dan pelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan dasar	0,0019	N/A

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/m pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar. Tekanan angin horizontal (VDZ).

$$VDZ = 2,5 V_o \left( \frac{V10}{VB} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_o} \right)$$

$$V_o = 13,2 \text{ km/jam} \quad (\text{SNI 1725:2016 Tabel 28 Hal.56})$$

$$Z_o = 70 \text{ mm} \quad (\text{SNI 1725:2016 Tabel 28 Hal.56})$$

$$\begin{aligned} VDZ &= 2,5 \times 13,2 \left( \frac{90}{90} \right) \ln \left( \frac{1000}{70} \right) \\ &= 87,76 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

Beban angin (EWs)

$$\begin{aligned} PD &= PB \left( \frac{VDZ}{VB} \right)^2 \\ &= 0,0024 \left( \frac{87,76}{90} \right)^2 \\ &= 0,0023 \text{ kn/mm} \\ &= 2,3 \text{ kN/m} < 4,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Angin hisap

$$\begin{aligned}
 PD &= PB \left( \frac{VDZ}{VB} \right)^2 \\
 &= 0,0012 \left( \frac{87,76}{90} \right)^2 \\
 &= 0,00114 \text{ kN/mm} \\
 &= 1,14 \text{ kN/m} < 4,4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban angin per joint rangka jembatan

Beban angin tekan

$$\text{Beban angin tekan} = \text{EWs tekan} \times L = 2,3 \text{ kN/m} \times 55 \text{ m} = 126,5 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah joint rangka (n)} = 23 \text{ joint}$$

$$\text{Beban angin tekan per joint rangka} = 126,5 / 23 = 5,5 \text{ kN}$$

Beban angin hisap

$$\text{Beban angin hisap} = \text{EWs hisap} \times L = 1,14 \text{ kN/m} \times 55 \text{ m} = 62,7 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah joint rangka (n)} = 23 \text{ joint}$$

$$\text{Beban angin hisap per joint rangka} = 62,7 / 23 = 2,73 \text{ kN}$$

e. Beban gempa (EQ)

Pada perhitungan beban gempa yang terjadi pada struktur jembatan rangka baja ini dimodelkan dengan menggunakan aplikasi SAP2000 v.14 dengan menggunakan fitur respon spectrum. Untuk data terkait dengan kondisi tanah pada lokasi sekitar jembatan, puncak batuan dasar, dan percepatan respon spektra ditemukan berdasarkan pada data Pusat Studi Gempa Nasional (PUSGEN), Pusat Litbang Perumahan dan Permukiman, Balitbang, Kementerian PUPR.

Berdasarkan PUSGEN tahun 2017 didapatkan spesifikasi respon spectrum untuk daerah Kebumen sebagai berikut:

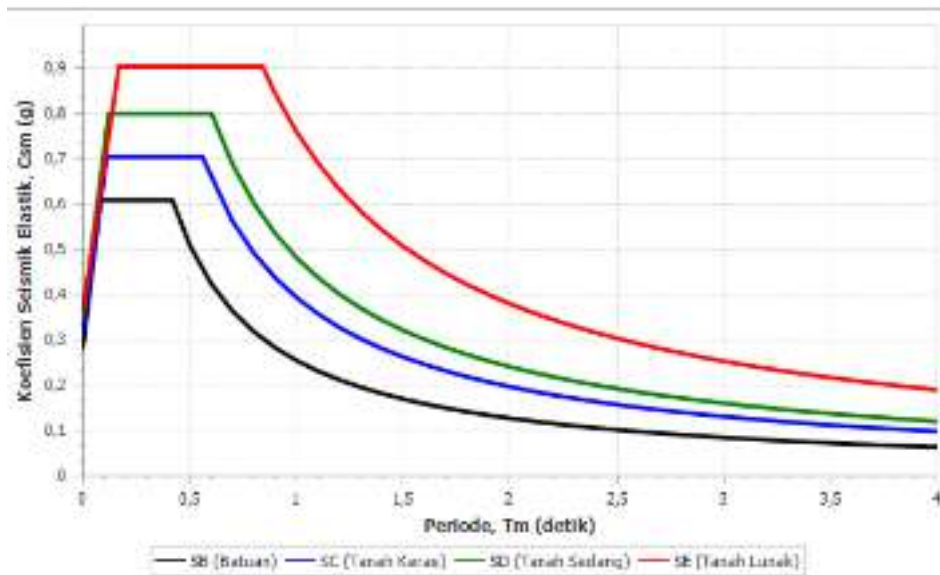
$$S_s = 0,609 \text{ g}$$

$$S_1 = 0,255 \text{ g}$$

$$\text{PGA} = 0,284 \text{ g}$$

$$T_0 = 0,121 \text{ detik}$$

$T_s$  = 0,603 detik  
 $S_{ds}$  = 0,799 g  
 $S_{d1}$  = 0,482 g  
 Jenis tanah = Tanah Sedang

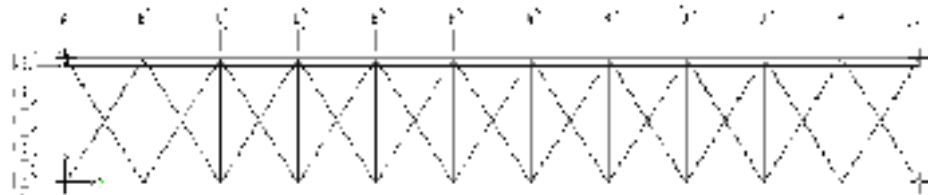


**Gambar 5.52** Spektrum respon desain menurut PUSGEN 2023

f. Analisa menggunakan *software* SAP2000

1) *Modeling*

Untuk analisa struktur jembatan rangka baja dengan *software* SAP2000, struktur dimodelkan 3D dengan bentang 55 m dan lebar 8 m.



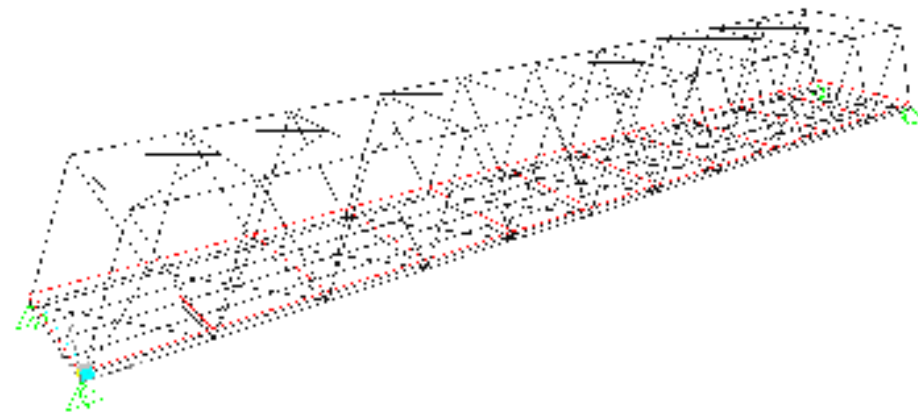
**Gambar 5.53** Denah rantai jembatan (sumbu x – y)



**Gambar 5.54** Ikatan angin atas (sumbu x- y)

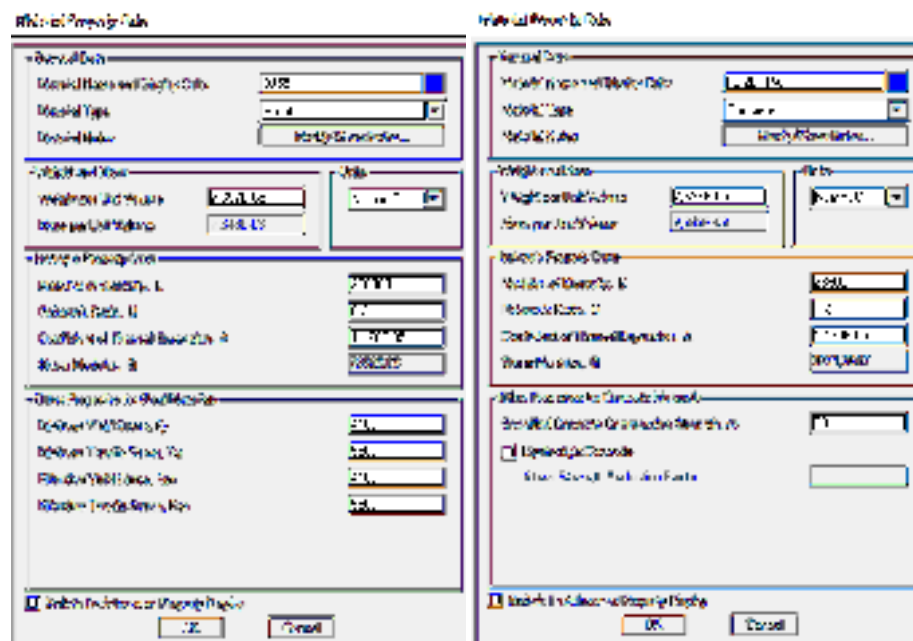


Gambar 5.55 Tampak samping jembatan (sumbu x – z)



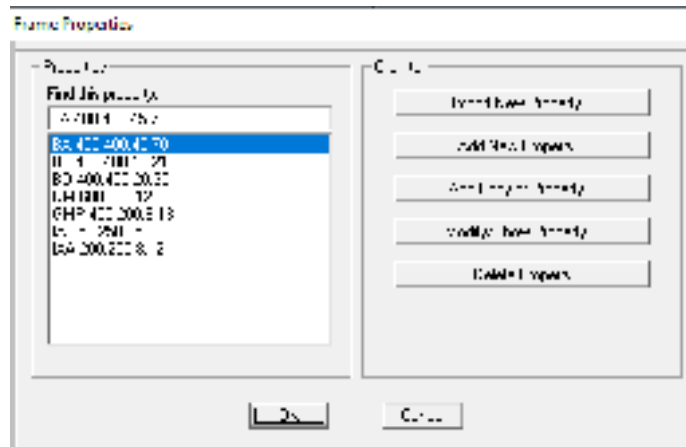
Gambar 5.56 Pemodelan rangka jembatan (3D)

Material jembatan :



Gambar 5.57 Material jembatan BJ55 dan  $f_c' 20$

Profil baja yang digunakan :



**Gambar 5.58** *Frame properties*

Gelagar melintang = IWF 600.300.12.20

Gelagar memanjang = IWF 400.200.8.13

Batang atas = H 400.400.20.35

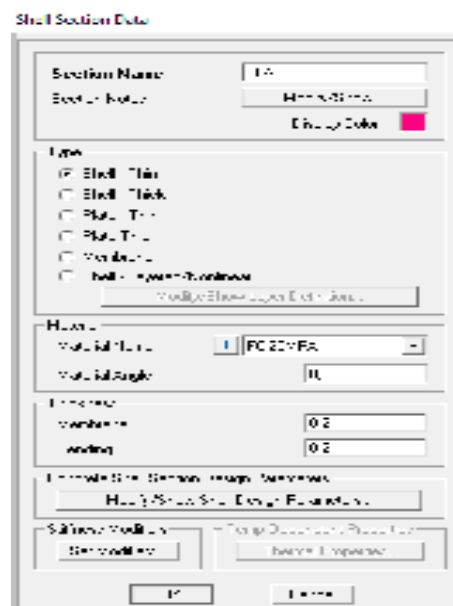
Batang bawah = H 400.400.20.35

Batang diagonal = H 400.400.20.35

Ikatan angin atas = H 200.200.8.12

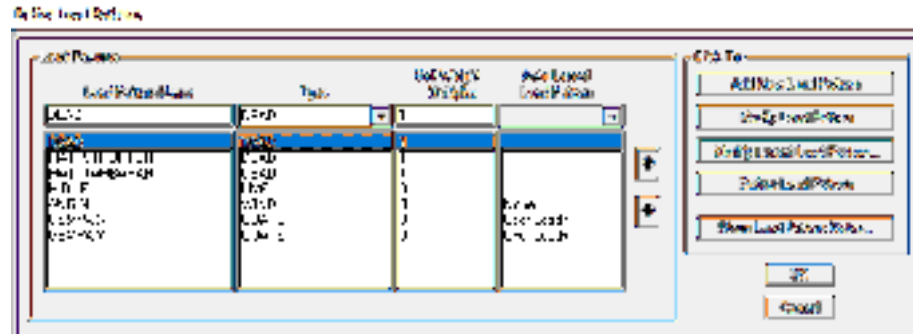
Ikatan angin = L 250.250.25

Deck beton (lantai jembatan) yang diinput di SAP2000 :



**Gambar 5.59** Plat lantai jembatan

## 2) Pembebanan

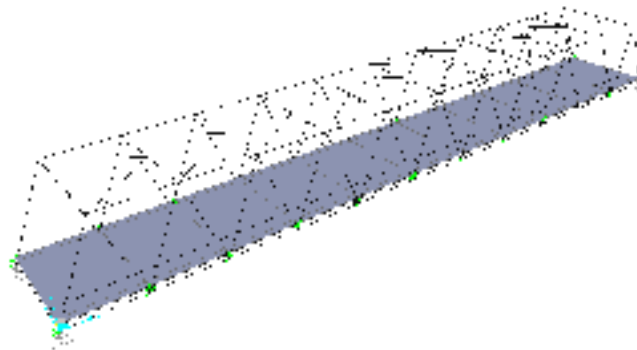
Membuat *load pattern*

Gambar 5.60 Load Pattern

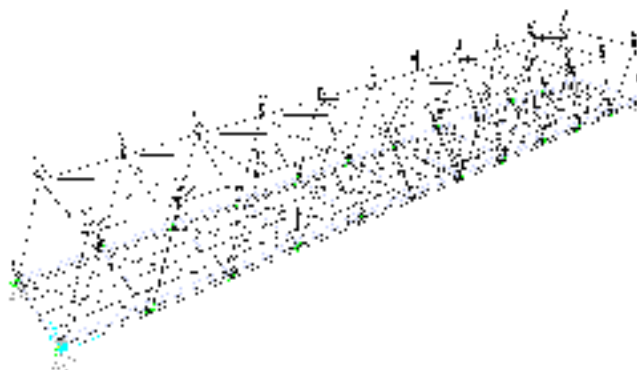
## a) Beban mati struktur

Berat sendiri struktur dianalisa otomatis oleh SAP2000 dengan adanya nilai *selfweight multiplier* pada *load pattern*.

## b) Beban mati tambahan



Gambar 5.61 Beban mati tambahan

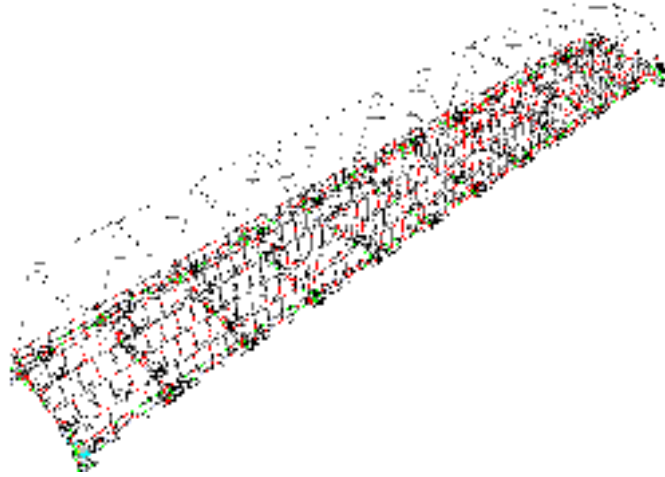


Gambar 5.62 Beban mati tambahan



c) Beban hidup

1) Beban lajur "D"



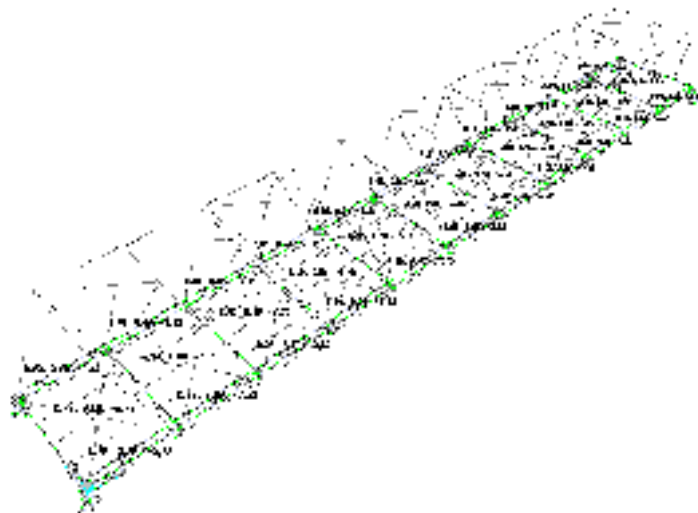
**Gambar 5.63 Beban lajur "D"**

2) Gaya rem



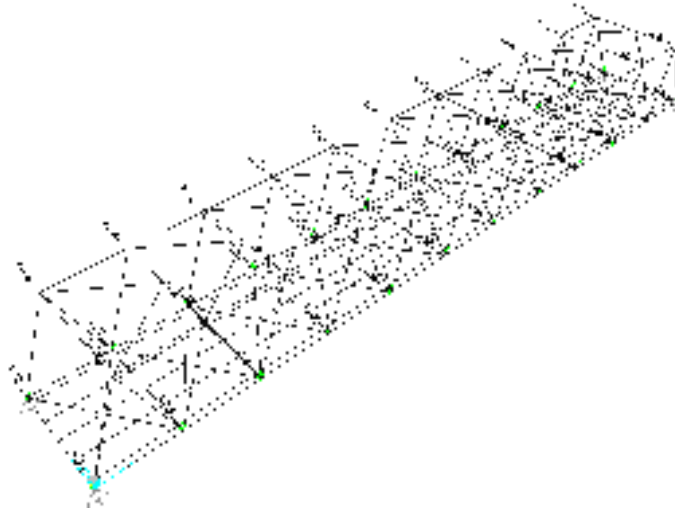
**Gambar 5.64 Gaya rem**

3) Beban pejalan kaki



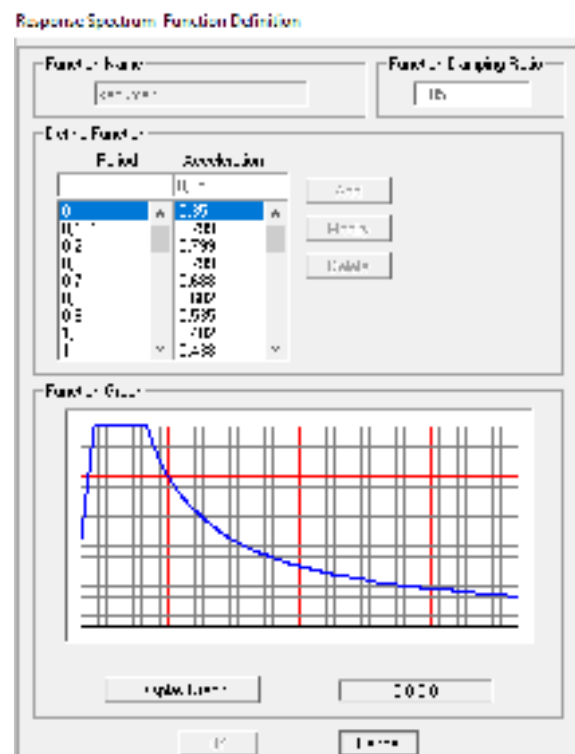
**Gambar 5.65 Beban pejalan kaki**

d) Beban angin



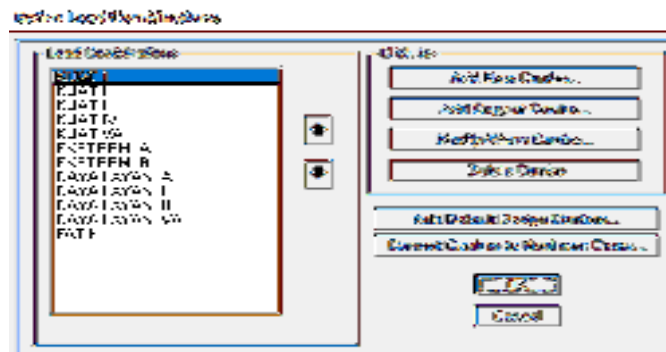
**Gambar 5.66** Beban angin

e) Beban gempa



**Gambar 5.67** Beban gempa

## f) Kombinasi Pembebanan



Gambar 5.68 Kombinasi Pembebanan

- i. Kuat I  
 $1,1 MS + 1,3 MA + 1,8 (TD + TT + TB + TP)$
- ii. Kuat II  
 $1,1 MS + 1,3 MA + 1,4 (TD + TT + TB + TP)$
- iii. Kuat IIIA  
 $1,1 MS + 1,3 MA + 1,4 EWS$
- iv. Kuat IV  
 $1,1 MS + 1,3 MA$
- v. Kuat VA  
 $1,1 MS + 1,3 MA + 0,4 EWS$
- vi. Ekstrem IA  
 $1,1 MS + 1,3 MA + 0,5 (TD + TT + TB + TP) + 1,0 EQX + 0,3 EQY$
- vii. Ekstrem IB  
 $1,1 MS + 1,3 MA + 0,5 (TD + TT + TB + TP) + 0,3 EQX + 1,0 EQY$
- viii. Daya layan IA  
 $1,0 MS + 1,0 MA + 1,0 (TD + TT + TB + TP) + 0,3 EWS$
- ix. Daya layan II  
 $1,0 MS + 1,0 MA + 1,3 (TD + TT + TB + TP)$
- x. Daya layan III  
 $1,0 MS + 1,0 MA + 0,8 (TD + TT + TB + TP)$

xi. Daya layan IVA

$$1,0 MS + 1,0 MA + 0,7 EWS$$

xii. Fatik

$$0,75 (TD + TT + TB + TP)$$

Keterangan :

MS = beban mati komponen struktural dan non jembatan

MA = beban mati perkerasan dan utilitas

TT = beban truk

TB = gaya akibat rem

TD = beban lajur "D"

TP = beban pejalan kaki

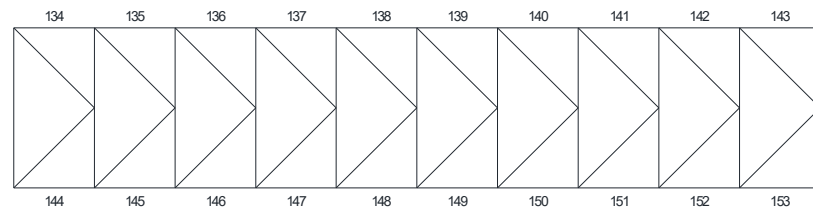
EWS = beban angin pada struktur

EQ = gaya akibat gempa

g. Pendimensian rangka jembatan

1) Rangka utama

a) Batang atas (BA) merupakan batang tekan



**Gambar 5.69 Batang atas**

**Tabel 5.10 Hasil analisa BA SAP2000 (KUAT I)**

No. Frame	P (kg)	No. Frame	P (kg)
Batang Atas		Batang Atas	
134	-265322,87	144	-266466,87
135	-475815,22	145	-478187,71
136	-633799,95	146	-637169,13
137	-739182,52	147	-743095,20

**Tabel 5.11 Hasil analisa BA SAP2000 (KUAT I) (lanjutan)**

138	-791995,50	148	-795937,16
139	-792217,20	149	-795710,01
140	-739792,72	150	-742468,77
141	-634641,74	151	-636299,23
142	-476646,52	152	-477317,98
143	-265902,30	153	-265835,91

Dari data di atas, diambil nilai P terbesar yaitu sebesar = 795937,16 kg

Lk = 5 m = 500 cm

Dicoba profil H 400.400.20.35

Data profil : (Sumber : Tabel profil baja, Rudi Gunawan dan Morisco, 1998)

F = 360,7 cm<sup>2</sup>

b = 400 mm

h = 400 mm

t1 = 20 mm

t2 = 35 mm

ix = 18,2 cm

iy = 10,4 cm

Ix = 119000 cm<sup>4</sup>

Iy = 39400 cm<sup>4</sup>

r = 22 mm

q = 283 kg/m

Cek kelangsingan penampang :

*Flens :*

$$\frac{B}{2tf} < \frac{250}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{400}{2 \times 35} < \frac{250}{\sqrt{410}}$$

$$5,71 < 12,35 \text{ OKE}$$

Web :

$$\frac{B}{tw} < \frac{665}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{400}{20} < \frac{665}{\sqrt{410}}$$

$$20 < 32,84 \text{ OKE}$$

$$\lambda = \frac{Lk}{r}$$

$$= \frac{500}{22}$$

$$= 22,73 < 400$$

Mencari faktor tekuk ( $\omega$ ) :

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{1 \times Lx}{\pi \times r} \sqrt{\frac{fy}{E}} \\ &= \frac{1 \times 500}{\pi \times 22} \sqrt{\frac{4100}{200000}} = 1,04 \end{aligned}$$

Untuk  $0,25 < \lambda_c < 1,2$  maka :

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \\ &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 1,04} \\ &= 1,58 \end{aligned}$$

Mencari daya dukung nominal  $P_n$  struktur tekan :

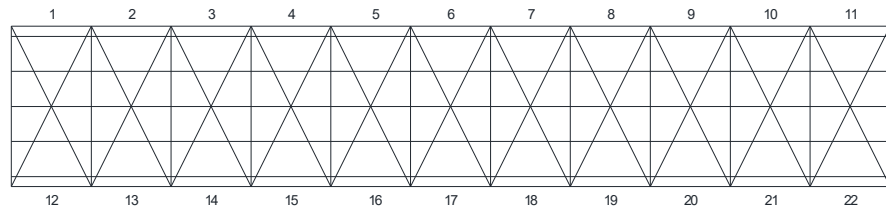
$$\begin{aligned} P_n &= A_g \times f_{cr} \\ &= A_g \times \frac{fy}{\omega} \\ &= 360,7 \times \frac{4100}{1,58} \\ &= 953993,67 \text{ kg} \end{aligned}$$

*Checking* daya dukung terhadap gaya batang

$$P_u < P_n$$

$$795937,16 \text{ kg} < 953993,67 \text{ kg, profil aman.}$$

b) Batang bawah (BB) merupakan batang tarik



**Gambar 5.70 Batang bawah**

**Tabel 5.12 Hasil analisa BB SAP2000 (KUAT I)**

No. Frame	P (kg)	No. Frame	P (kg)
Batang Bawah		Batang Bawah	
1	117055,88	12	85808,43
2	297819,81	13	271986,93
3	438253,30	14	416657,57
4	536779,25	15	518815,15
5	595262,93	16	580389,69
6	613928,81	17	601646,79
7	592885,30	18	582770,50
8	531928,96	19	523677,56
9	430738,78	20	424211,91
10	287203,61	21	282476,66
11	103865,42	22	101316,30

Dari data di atas, diambil nilai P terbesar yaitu sebesar = 613928,81 kg

Lk = 5 m = 500 cm

Dicoba profil H 400.400.20.35

Data profil : (Sumber : Tabel profil baja, Rudi Gunawan dan Morisco, 1998)

F = 360,7 cm<sup>2</sup>

b = 400 mm

h = 400 mm

t1 = 20 mm

t2 = 35 mm

$$\begin{aligned}
 i_x &= 18,2 \text{ cm} \\
 i_y &= 10,4 \text{ cm} \\
 I_x &= 119000 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 39400 \text{ cm}^4 \\
 r &= 22 \text{ mm} \\
 q &= 283 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Cek syarat kelangsingan batang tarik :

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{Lk}{r} \\
 &= \frac{500}{22} \\
 &= 22,73 < 400
 \end{aligned}$$

Mencari luas penampang netto :

$$\begin{aligned}
 A_n &= 0,85 \times A_g \\
 &= 0,85 \times 360,7 \\
 &= 306,60 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Mencari luas penampang efektif :

$$\begin{aligned}
 A_e &= A_n \times U \\
 &= 360,60 \times 0,75 \\
 &= 229,95 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Kondisi leleh :

$$\begin{aligned}
 P_n &= \phi f_y \times A_g \\
 &= 0,9 \times 4100 \times 360,7 \\
 &= 1330983 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Keruntuhan fraktur :

$$\begin{aligned}
 P_n &= \phi f_y \times A_e \\
 &= 0,9 \times 4100 \times 229,95 \\
 &= 848515,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

*Checking* daya dukung terhadap gaya batang :

$$P_u < P_n$$

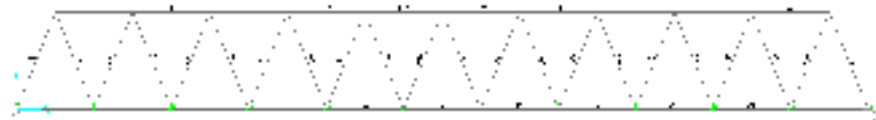
613928,81 kg < 848515,5 kg, profil aman.



c) Batang diagonal (BB) merupakan batang tekan



**Gambar 5.71 Batang diagonal A**



**Gambar 5.72 Batang diagonal B**

**Tabel 5.13 Hasil analisa BD SAP2000 (KUAT I)**

No. Frame	P (kg)	No. Frame	P (kg)
Batang Diagonal (A)		Batang Diagonal (B)	
90	-359685,38	112	-358866,21
91	353233,98	113	352373,64
92	-284394,87	114	-283335,65
93	280823,23	115	279774,80
94	-214791,87	116	-213823,10
95	210364,33	117	209430,60
96	-144164,61	118	-143460,88
97	139823,22	119	139166,18
98	-73595,69	120	-73228,28
99	69230,88	121	68911,67
100	-3009,88	122	-2973,36
101	-3052,41	123	-3046,22
102	69246,78	124	69011,44
103	-73606,03	125	-73338,55
104	139759,28	126	139352,59
105	-144092,23	127	-143668,23
106	210182,93	128	209743,61
107	-214595,56	129	-214157,26

**Tabel 5.14 Hasil analisa BD SAP2000 (KUAT I)(lanjutan)**

No. Frame	P (kg)	No. Frame	P (kg)
Batang Diagonal (A)		Batang Diagonal (B)	
108	280527,82	130	280227,77
109	-284109,53	131	-283837,94
110	352871,47	132	352937,43
111	-359223,73	133	-359347,72

Dari data di atas, diambil nilai P terbesar yaitu sebesar = 359685,38 kg  
 Lk = 5 m = 500 cm

Dicoba profil H 400.400.20.35

Data profil : (Sumber : Tabel profil baja, Rudi Gunawan dan Morisco, 1998)

$$\begin{array}{ll}
 F & = 360,7 \text{ cm}^2 & i_x & = 18,2 \text{ cm} \\
 b & = 400 \text{ mm} & i_y & = 10,4 \text{ cm} \\
 h & = 400 \text{ mm} & I_x & = 119000 \text{ cm}^4 \\
 t_1 & = 20 \text{ mm} & I_y & = 39400 \text{ cm}^4 \\
 t_2 & = 35 \text{ mm} & r & = 22 \text{ mm}
 \end{array}$$

Cek kelangsingan penampang :

*Flens :*

$$\frac{B}{2tf} < \frac{250}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{400}{2 \times 35} < \frac{250}{\sqrt{410}}$$

$$5,71 < 12,35 \text{ OKE}$$

*Web :*

$$\frac{B}{tw} < \frac{665}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{400}{20} < \frac{665}{\sqrt{410}}$$

$$20 < 32,84 \text{ OKE}$$

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{Lk}{r} \\ &= \frac{500}{22} \\ &= 22,73 < 400\end{aligned}$$

Mencari faktor tekuk ( $\omega$ ) :

$$\begin{aligned}\lambda_c &= \frac{1 \times Lx}{\pi \times r} \sqrt{\frac{fy}{E}} \\ &= \frac{1 \times 500}{\pi \times 22} \sqrt{\frac{4100}{200000}} \\ &= 1,04\end{aligned}$$

Untuk  $0,25 < \lambda_c < 1,2$  maka :

$$\begin{aligned}\omega &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} \\ &= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 1,04} \\ &= 1,58\end{aligned}$$

Mencari daya dukung nominal  $P_n$  struktur tekan :

$$\begin{aligned}P_n &= A_g \times f_{cr} \\ &= A_g \times \frac{fy}{\omega} \\ &= 360,7 \times \frac{4100}{1,58} \\ &= 953993,67 \text{ kg}\end{aligned}$$

*Checking* daya dukung terhadap gaya batang

$$P_u < P_n$$

359685,38 kg < 953993,67 kg, profil aman.

## 2) Perencanaan sambungan rangka utama jembatan

Digunakan sambungan baut tipe A 325

Diameter baut = 25,4 mm

Kuat tarik baut = 825 MPa

Tebal plat = 20 mm

Tahanan geser baut

$$\begin{aligned} R_n &= m \times r_l \times f_{ub} \times A_b \\ &= 2 \times 0,4 \times 825 \times (1/4 \times \pi \times 25,4^2) \\ &= 334257 \text{ N} = 334,257 \text{ kN} = 34084,73 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tahanan tarik baut

$$\begin{aligned} R_n &= 0,75 \times f_{ub} \times A_b \\ &= 0,75 \times 825 \times (1/4 \times \pi \times 25,4^2) \\ &= 313366 \text{ N} = 313,366 \text{ kN} = 31954,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tahanan tumpu baut

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 \times f_{ub} \times d_b \times t_p \\ &= 2,4 \times 825 \times 25,4 \times 20 \\ &= 502,920 \text{ N} = 5,0292 \text{ kN} = 512,84 \text{ kg} \end{aligned}$$

a) Sambungan antara batang atas dan batang diagonal dengan plat buhul

$$\text{Gaya batang atas} = 795937,16 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya batang diagonal} = 359685,38 \text{ kg}$$

Digunakan nilai  $R_n$  geser baut yaitu 34084,73 kg. jumlah baut dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut batang atas (n)} &= \frac{P}{R_n} \\ &= \frac{795937,16}{34084,73} \\ &= 23,35 \text{ digunakan } 24 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut batang diagonal (n)} &= \frac{P}{R_n} \\ &= \frac{359685,38}{34084,73} \\ &= 10,55 \text{ digunakan } 12 \text{ buah} \end{aligned}$$

i. Jarak pemasangan baut batang atas

Jarak antar baut :

$3db < S < 15tp$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$76,2 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

S diambil 80 mm.

Jarak baut ke tepi :

$1,5db < S < (4tp + 100 \text{ mm})$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$38,1 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

S diambil 40 mm.

ii. Jarak pemasangan baut batang diagonal

Jarak antar baut :

$3db < S < 15tp$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$76,2 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

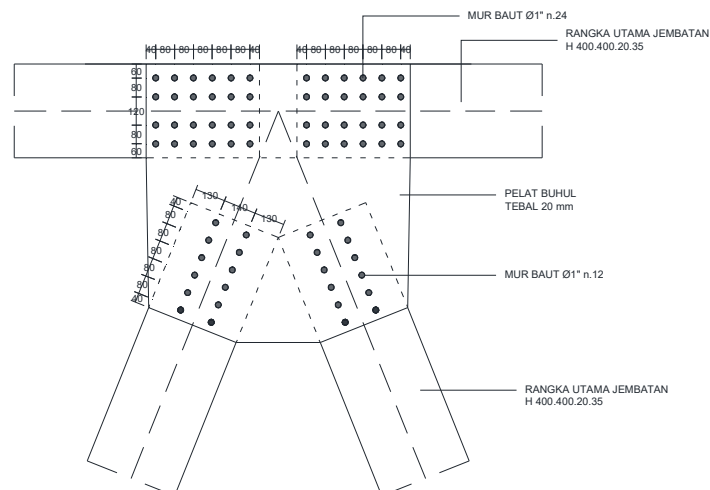
S diambil 80 mm.

Jarak baut ke tepi :

$1,5db < S < (4tp + 100 \text{ mm})$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$38,1 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

S diambil 40 mm.



**Gambar 5.73 Sambungan antara batang atas dan batang diagonal dengan plat buhul**

b) Sambungan antara batang bawah dan batang diagonal dengan plat buhul

$$\text{Gaya batang bawah} = 613928,81 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya batang diagonal} = 359685,38 \text{ kg}$$

Digunakan nilai  $R_n$  geser baut yaitu 34084,73 kg. jumlah baut dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut batang bawah (n)} &= \frac{P}{R_n} \\ &= \frac{613928,81}{34084,73} \\ &= 18,01 \text{ digunakan } 20 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut batang diagonal (n)} &= \frac{P}{R_n} \\ &= \frac{359685,38}{34084,73} \\ &= 10,55 \text{ digunakan } 12 \text{ buah} \end{aligned}$$

i. Jarak pemasangan baut batang bawah

Jarak antar baut :

$$3db < S < 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm (Agus Setiawan, 2003)}$$

$$76,2 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$$

S diambil 80 mm.

Jarak baut ke tepi :

$$1,5db < S < (4tp + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm (Agus Setiawan, 2003)}$$

$$38,1 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$$

S diambil 40 mm.

ii. Jarak pemasangan baut batang diagonal

Jarak antar baut :

$$3db < S < 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm (Agus Setiawan, 2003)}$$

$$76,2 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$$

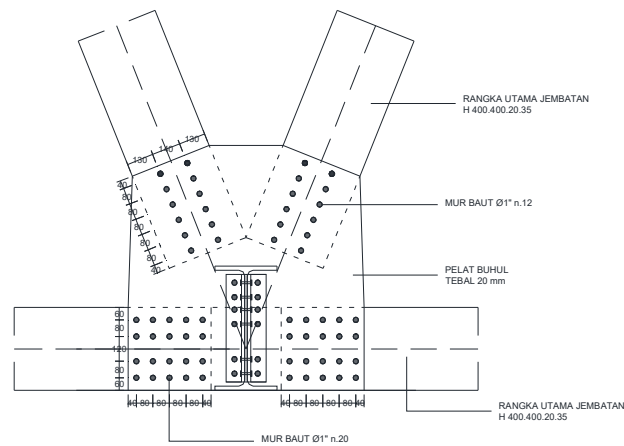
S diambil 80 mm.

Jarak baut ke tepi :

$1,5db < S < (4tp + 100 \text{ mm})$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$38,1 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

S diambil 40 mm.



**Gambar 5.74 Sambungan antara batang bawah dan batang diagonal dengan plat buhul**

c) Sambungan antara batang diagonal dan batang atas dengan plat buhul

Gaya batang diagonal = 359685,38 kg

Gaya batang atas = 795937,16 kg

Digunakan nilai  $R_n$  geser baut yaitu 34084,73 kg. jumlah baut dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut batang diagonal (n)} &= \frac{P}{R_n} \\ &= \frac{359685,38}{34084,73} \\ &= 10,55 \text{ digunakan 12 buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut batang atas (n)} &= \frac{P}{R_n} \\ &= \frac{795937,16}{34084,73} \\ &= 23,35 \text{ digunakan 24 buah} \end{aligned}$$

i. Jarak pemasangan baut batang diagonal

Jarak antar baut :

$3db < S < 15tp$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$76,2 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

S diambil 80 mm.

Jarak baut ke tepi :

$1,5db < S < (4tp + 100 \text{ mm})$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$38,1 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

S diambil 40 mm.

ii. Jarak pemasangan baut batang atas

Jarak antar baut :

$3db < S < 15tp$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$76,2 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

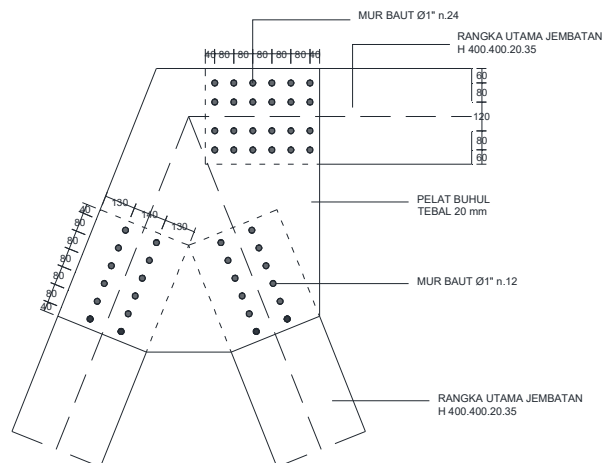
S diambil 80 mm.

Jarak baut ke tepi :

$1,5db < S < (4tp + 100 \text{ mm})$  atau 200 mm (Agus Setiawan, 2003)

$38,1 \text{ mm} < S < 200 \text{ mm}$

S diambil 40 mm.



**Gambar 5.75 Sambungan antara batang diagonal dan batang atas dengan plat buhul**



d) Sambungan antara rangka utama jembatan dengan gelagar melintang

Digunakan sambungan baut tipe A 325

Diameter baut = 25,4 mm

Kuat tarik baut = 825 MPa = 8412,53 kg/cm<sup>2</sup>

Tebal plat = 20 mm

Mutu baja = BJ 55

i. Kuat geser gelagar melintang

Sambungan berdasarkan kekuatan batas/kapasitas penampang sehingga memungkinkan sambungan lebih kuat daripada batang.

Kuat geser gelagar melintang adalah :

$$Vu = 36274,73 \text{ kg}$$

ii. Luas baut

$$\begin{aligned} Ab &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi 2,54^2 = 5,065 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

e) Sambungan irisan tunggal (pada rangka utama)

i. Kuat tarik desain

$$\begin{aligned} \phi Rn &= \phi (0,75 \times Fub) \times Ab \\ &= 0,75 (0,75 \times 8412,53) \times 5,065 \\ &= 23965,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

ii. Kuat geser desain

Banyaknya bidang geser yang terlihat adalah 1 karena merupakan sambungan irisan tunggal. Sehingga  $m = 1$

$$\begin{aligned} \phi Rn &= \phi (60 \times Fub) \times Ab \times m \\ &= 0,75 (60 \times 8412,53) \times 5,065 \times 1 \\ &= 16616,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

## iii. Kekuatan tumpu desain

Perhitungan kekuatan tumpu desain pada perumusannya mempertimbangkan ketebalan plat yang akan disambung. Dalam hal ini ketebalan plat yang diperhitungkan adalah ketebalan rangka utama yaitu = 3,5 cm.

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi (2,4 \times d \times t \times f_u) \\ &= 0,75 (2,4 \times 2,54 \times 3,5 \times 5500) \\ &= 88011 \text{ kg}\end{aligned}$$

## iv. Kekuatan nominal

$$\begin{aligned}T_n &= 0,6 \times f_y \times A_{ug} \\ &= 0,6 \times 4100 \times (3,5 \times 40) \\ &= 344400 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$T_n > T_u = 36274,73 \text{ kg}$$

## v. Momen ultimit

$$\begin{aligned}M_u &= P_u \times w \text{ (w adalah jarak titik yang dilemahkan)} \\ &= 36274,73 \times 5 \\ &= 181373,65 \text{ kgm}\end{aligned}$$

## vi. Jumlah baut

$$\begin{aligned}n &= \sqrt{\frac{6 \times M_u}{R \times P}} = \sqrt{\frac{6 \times 181373,65}{16616,1 \times 7}} \\ &= 3,06 = 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

Maka digunakan plat penyambung siku L 90.90.16

## f) Sambungan irisan ganda (pada gelagar melintang)

## i. Kuat tarik desain

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi (0,75 \times F_{ub}) \times A_b \\ &= 0,75 (0,75 \times 8412,53) \times 5,065 \\ &= 23965,5 \text{ kg}\end{aligned}$$

## ii. Kuat geser desain

Banyaknya bidang geser yang terlihat adalah 2 karena merupakan sambungan irisan tunggal. Sehingga  $m = 2$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi (60 \times F_{ub}) \times A_b \times m \\ &= 0,75 (60 \times 8412,53) \times 5,065 \times 2 \\ &= 33232,1 \text{ kg}\end{aligned}$$

## iii. Kekuatan tumpu desain

Perhitungan kekuatan tumpu desain pada perumusannya mempertimbangkan ketebalan plat yang akan disambung. Dalam hal ini ketebalan plat yang diperhitungkan adalah ketebalan rangka utama yaitu = 1,2 cm.

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi (2,4 \times d \times t \times f_u) \\ &= 0,75 (2,4 \times 2,54 \times 1,2 \times 5500) \\ &= 30175,2 \text{ kg}\end{aligned}$$

## iv. Kekuatan nominal

$$\begin{aligned}T_n &= 0,6 \times f_y \times A_{ug} \\ &= 0,6 \times 4100 \times (1,2 \times (60 - 2 - 2)) \\ &= 165312 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$T_n > T_u = \text{kg}$$

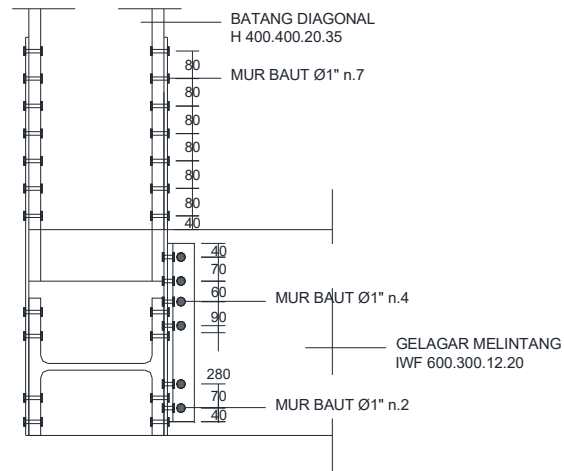
## v. Momen ultimit

$$\begin{aligned}M_u &= P_u \times w \text{ (w adalah jarak titik yang dilemahkan)} \\ &= 36274,73 \times 5 \\ &= 181373,65 \text{ kgm}\end{aligned}$$

## vi. Jumlah baut

$$\begin{aligned}n &= \sqrt{\frac{6 \times M_u}{R \times P}} = \sqrt{\frac{6 \times 181373,65}{33232,1 \times 7}} \\ &= 2,16 = 6 \text{ buah}\end{aligned}$$

Maka digunakan plat penyambung siku L 90.90.16



**Gambar 5.76 Sambungan rangka utama dan gelagar melintang**

3) Ikatan angin

a) Ikatan angin atas



**Gambar 5.77 Ikatan angin atas**

i. Batang vertikal

**Tabel 5.15 Hasil analisa batang vertikal SAP2000 (KUAT I)**

No. Frame	P (kg)	No. Frame	P (kg)
Ikatan Angin Atas (vertikal)		Ikatan Angin Atas (vertikal)	
176	-4658,19	239	-5297,63
229	-6301,08	240	-5665,73
230	-5891,33	241	-5262,56
231	-5660,91	242	-5763,55
232	-5309,11	243	-5211,17
233	-5620,42	244	-5773,60
234	-5396,12	245	-5863,34
235	-5491,09	246	-6383,72
236	-5466,42	247	-4444,91
237	-5378,89	248	-4857,32
238	-5562,86		

Dari data di atas, diambil nilai P terbesar yaitu sebesar = 6383,72 kg

$$L_k = 5 \text{ m} = 500 \text{ cm}$$

Dicoba profil H 200.200.8.12

Data profil : (Sumber : Tabel profil baja, Rudi Gunawan dan Morisco, 1998)

$$F = 63,53 \text{ cm}^2 \quad i_x = 8,62 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ mm} \quad i_y = 5,02 \text{ cm}$$

$$h = 200 \text{ mm} \quad I_x = 4720 \text{ cm}^4$$

$$t_1 = 8 \text{ mm} \quad I_y = 1600 \text{ cm}^4$$

$$t_2 = 12 \text{ mm} \quad r = 13 \text{ mm}$$

Menentukan rasio kelangsingan

Untuk profil yang ujung – ujungnya sendi  $k = 1,0$

$$\text{Panjang tekuk } L_k = k \times I \times L_k = 1 \times 800 = 800 \text{ cm}$$

Kelangsingan arah sumbu bahan (sb x dan sb y)

$$\lambda_x = \frac{L_k}{i_x} = \frac{800}{8,62} = 92,81$$

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{800}{5,02} = 159,36$$

Dari rasio kelangsingan didapat tekuk terjadi pada arah sumbu y (sumbu lemah)

Karena  $\lambda_y > \lambda_x$

Menentukan gaya dukung nominal tekan

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{200}{12 \times 2} = 8,3$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{800}{\sqrt{410}} = 12,35$$

$\lambda_f < \lambda_r$  maka tidak terjadi tekuk lokal

Menentukan  $\lambda_c$

$$\lambda_c = \frac{1 \times L_k}{\pi \times r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$= \frac{1 \times 800}{\pi \times 13} \sqrt{\frac{410}{200000}}$$

$$= 0,886$$

Untuk  $0,25 < \lambda c < 1,2$  maka :

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda c}$$

$$= \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times 0,886}$$

$$= 1,42$$

Mencari daya dukung nominal  $N_n$  struktur tekan :

$$N_n = A_g \times \frac{f_y}{\omega}$$

$$= 63,53 \times \frac{4100}{1,42}$$

$$= 183431,69 \text{ kg}$$

Menentukan gaya aksial terfaktor ( $N_u$ )

$$N_u = \phi \times N_n$$

$$= 0,85 \times 183431,69$$

$$= 155916,94 \text{ kg} > 6383,72 \text{ kg} \text{ maka profil aman.}$$

ii. Batang diagonal

**Tabel 5.16 Hasil analisa batang diagonal SAP2000 (KUAT I)**

No. Frame	P (kg)	No. Frame	P (kg)
Ikatan Angin Atas (diagonal)		Ikatan Angin Atas (diagonal)	
177	-511,65	192	-157,65
178	148,25	193	-746,95
180	-566,95	195	-20,97
181	-3,39	196	-823,23
183	-551,09	198	87,35
184	-191,28	199	-813,47
186	-446,81	201	138,02
187	-406,90	202	-695,95
189	-306,75	204	179,14
190	-601,05	205	-481,22

Dari data di atas, diambil nilai P terbesar yaitu sebesar = 695,95 kg

Untuk profil yang ujung – ujungnya sendi  $k = 1,0$

$$L = 6,40 \text{ m} = 640 \text{ cm}$$

Dicoba profil L 250.250.25

Data profil : (Sumber : Tabel profil baja, Rudi Gunawan dan Morisco, 1998)

$$F = 119,40 \text{ cm}^2 \quad i_x = 7,63 \text{ cm}$$

$$b = 250 \text{ mm} \quad i_y = 7,63 \text{ cm}$$

$$h = 250 \text{ mm} \quad I_x = 695000 \text{ cm}^4$$

$$t_2 = 25 \text{ mm} \quad I_y = 695000 \text{ cm}^4$$

Menentukan rasio kelangsingan

Untuk profil yang ujung – ujungnya sendi  $k = 1,0$

$$\text{Panjang tekuk } L_k = k \times L = 1 \times 800 = 800 \text{ cm}$$

Kelangsingan arah sumbu bahan ( $s_b x$  dan  $s_b y$ )

Menentukan gaya dukung nominal tekan

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{250}{25 \times 2} = 5$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{800}{\sqrt{410}} = 12,35$$

$\lambda_f < \lambda_r$  maka tidak terjadi tekuk lokal

Menentukan  $\lambda_c$

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{1 \times L_x}{\pi \times r} \sqrt{\frac{fy}{E}} \\ &= \frac{1 \times 640}{\pi \times 7,63} \sqrt{\frac{4100}{200000}} \\ &= 3,82 \end{aligned}$$

Untuk  $\lambda_c > 1,2$  maka :

$$\begin{aligned} \omega &= 1,25 \times \lambda_c^2 \\ &= 1,25 \times 3,82^2 \\ &= 18,24 \end{aligned}$$

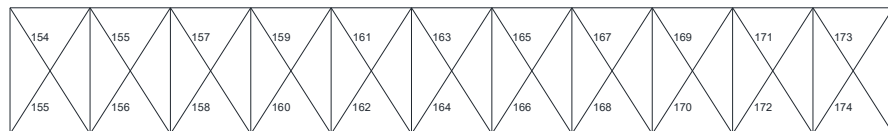
Mencari daya dukung nominal  $N_n$  struktur tekan :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{f_y}{\omega} \\ &= 119,40 \times \frac{4100}{18,24} \\ &= 26838,82 \text{ kg} \end{aligned}$$

Menentukan gaya aksial terfaktor ( $N_u$ )

$$\begin{aligned} N_u &= \phi \times N_n \\ &= 0,85 \times 26838,82 \\ &= 22812,99 \text{ kg} > 695,95 \text{ kg} \text{ maka profil aman.} \end{aligned}$$

b) Ikatan angin bawah



**Gambar 5.78 Ikatan angin bawah**

i. Batang diagonal

**Tabel 5.17 Hasil analisa batang diagonal SAP2000 (KUAT I)**

No. Frame	P (kg)	No. Frame	P (kg)
Ikatan Angin Bawah (diagonal)		Ikatan Angin Bawah (diagonal)	
154	7008,24	165	35663,46
155	7543,82	166	33904,22
156	18287,96	167	34659,75
157	18079,42	168	30584,38
158	25393,92	169	31458,88
159	25301,97	170	24870,62
160	30976,76	171	25765,30
161	31063,07	172	18076,18
162	34117,35	173	18871,01
163	34446,59	174	4835,56
164	35099,33	175	5377,56



Diambil nilai P terbesar yaitu sebesar = 35663,46 kg

Untuk profil yang ujung – ujungnya sendi  $k = 1,0$

$$L = 9,43 \text{ m} = 943 \text{ cm}$$

Dicoba profil L 250.250.25

Data profil : (Sumber : Tabel profil baja, Rudi Gunawan dan Morisco, 1998)

$$F = 119,40 \text{ cm}^2 \quad i_x = 7,63 \text{ cm}$$

$$b = 250 \text{ mm} \quad i_y = 7,63 \text{ cm}$$

$$h = 250 \text{ mm} \quad I_x = 695000 \text{ cm}^4$$

$$t_2 = 25 \text{ mm} \quad I_y = 695000 \text{ cm}^4$$

Menentukan gaya dukung nominal tekan

$$\lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{200}{25 \times 2} = 5$$

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{800}{\sqrt{410}} = 12,35$$

$\lambda_f < \lambda_r$  maka tidak terjadi tekuk lokal

Menentukan  $\lambda_c$

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \frac{1 \times L_x}{\pi \times r} \sqrt{\frac{fy}{E}} \\ &= \frac{1 \times 943}{\pi \times 7,63} \sqrt{\frac{4100}{200000}} \\ &= 1,78 \end{aligned}$$

Untuk  $\lambda_c > 1,2$  maka :

$$\begin{aligned} \omega &= 1,25 \times \lambda_c^2 \\ &= 1,25 \times 1,78^2 = 3,96 \end{aligned}$$

Mencari daya dukung nominal  $N_n$  struktur tekan :

$$\begin{aligned} N_n &= A_g \times \frac{fy}{\omega} \\ &= 119,40 \times \frac{4100}{3,96} \\ &= 123621,21 \text{ kg} \end{aligned}$$

Menentukan gaya aksial terfaktor (Nu)

$$\begin{aligned} Nu &= \phi \times N_n \\ &= 0,85 \times 123621,21 \\ &= 105078,03 \text{ kg} > 35663,46 \text{ kg} \text{ maka profil aman.} \end{aligned}$$

c) Perhitungan sambungan ikatan angin

i. Ikatan angin atas

i) Batang vertikal

Alat sambung berupa baut A-325

$$f_{ub} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{up} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 16 \text{ mm} \left( A_b = \frac{1}{4} \pi D^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \right)$$

$$m = 1$$

Kuat rencana baut :

Kuat geser baut (Vd)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times 0,5 \times f_{ub} \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 2,01 \\ &= 6218,438 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (Rd)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_{up} \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,01 \times 1,2 \times 4100 \\ &= 14169,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tarik baut (Td)

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \times 0,5 \times f_{ub} \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,75 \times 8250 \times 2,01 \\ &= 9327,656 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol geser sentris (Puv) = 6383,72 kg

Jumlah baut, n = 4 buah

Sehingga 1 baut menerima beban

$$V_u = \frac{P_{uv}}{n}$$

$$= \frac{6383,72}{4}$$

$$= 1595,93 \text{ kg} < 6218,438 \text{ kg}$$

Tegangan geser baut

$$F_{uv} = \frac{Vu}{Ab} < \phi \times 0,5 \times f_{ub} \times m$$

$$= \frac{1595,93}{2,01} < 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1$$

$$= 793,995 \text{ kg} < V_d = 6218,438 \text{ kg}$$

tegangan tarik baut akibat interaksi geser

$$F_t = (1,3 \times f_{ub} - 1,5 \times f_{uv})$$

$$= (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 793,995)$$

$$= 9534,008 \text{ kg/cm}^2$$

Jarak pemasangan baut :

$$\text{Jarak tepi ke tepi} = 2 \times d = 2 \times 16 = 32 \text{ mm diambil } 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut} = 2,5 \times d = 2,5 \times 16 = 40 \text{ mm diambil } 50 \text{ mm}$$

$$\text{Periksa terhadap dimensi profil} = 250 - 40 - 50 = 160 \text{ mm}$$

(aman)

ii) Batang diagonal

Alat sambung berupa baut A-325

$$f_{ub} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{up} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 16 \text{ mm} \left( A_b = \frac{1}{4} \pi D^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \right)$$

$$m = 1$$

Kuat rencana baut :

Kuat geser baut ( $V_d$ )

$$\phi R_n = \phi \times 0,5 \times f_{ub} \times m \times A_b$$

$$= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 2,01$$

$$= 6218,438 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut (Rd)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_{up} \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,01 \times 1,2 \times 4100 \\ &= 14169,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut (Td)

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times 0,5 \times f_{ub} \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,75 \times 8250 \times 2,01 \\ &= 9327,656 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kontrol geser sentris (Puv) = 695,95 kg

Jumlah baut, n = 4 buah

Sehingga 1 baut menerima beban

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{P_{uv}}{n} \\ &= \frac{695,95}{4} \\ &= 173,988 \text{ kg} < 6218,438 \text{ kg}\end{aligned}$$

Tegangan geser baut

$$\begin{aligned}F_{uv} &= \frac{V_u}{A_b} < \phi \times 0,5 \times f_{ub} \times m \\ &= \frac{173,988}{2,01} < 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \\ &= 86,561 \text{ kg} < V_d = 6218,438 \text{ kg}\end{aligned}$$

tegangan tarik baut akibat interaksi geser

$$\begin{aligned}F_t &= (1,3 \times f_{ub} - 1,5 \times f_{uv}) \\ &= (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 86,561) \\ &= 10595,159 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

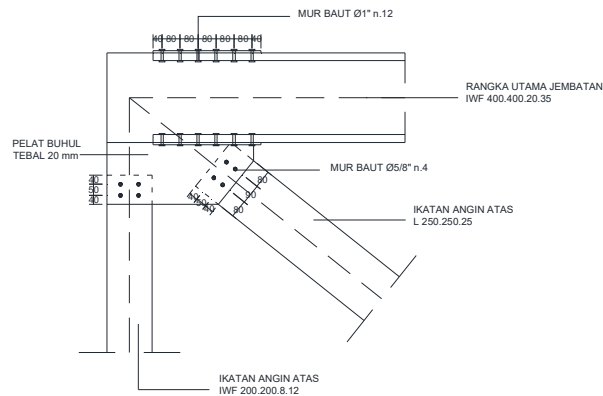
Jarak pemasangan baut :

Jarak tepi ke tepi =  $2 \times d = 2 \times 16 = 32 \text{ mm}$  diambil 40 mm

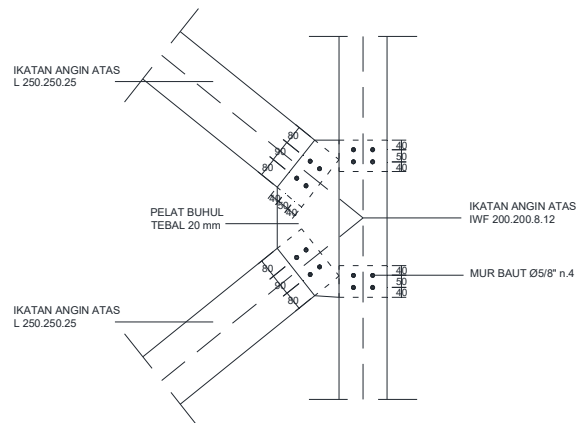
Jarak antar baut =  $2,5 \times d = 2,5 \times 16 = 40 \text{ mm}$  diambil 50 mm

Periksa terhadap dimensi profil =  $250 - 40 - 50 = 160 \text{ mm}$

(aman)



**Gambar 5.79 Sambungan ikatan angin atas dan rangka utama**



**Gambar 5.80 Sambungan ikatan angin, batang vertikal dan batang diagonal**

ii. Ikatan angin bawah

i) Batang diagonal

Alat sambung berupa baut A-325

$$f_{ub} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{up} = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 16 \text{ mm} \left( A_b = \frac{1}{4} \pi D^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \right)$$

$$m = 1$$

Kuat rencana baut :

Kuat geser baut ( $V_d$ )

$$\begin{aligned}\varnothing R_n &= \varnothing \times 0,5 \times f_{ub} \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \times 2,01 \\ &= 6218,438 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (Rd)

$$\begin{aligned}\varnothing R_n &= \varnothing \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_{up} \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,01 \times 1,2 \times 4100 \\ &= 14169,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut (Td)

$$\begin{aligned}\varnothing R_n &= \varnothing \times 0,5 \times f_{ub} \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,75 \times 8250 \times 2,01 \\ &= 9327,656 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kontrol geser sentris (Puv) = 35663,46 kg

Jumlah baut, n = 6 buah

Sehingga 1 baut menerima beban

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{P_{uv}}{n} \\ &= \frac{35663,46}{6} \\ &= 5943,91 \text{ kg} < 6218,438 \text{ kg}\end{aligned}$$

Tegangan geser baut

$$\begin{aligned}F_{uv} &= \frac{V_u}{A_b} < \varnothing \times 0,5 \times f_{ub} \times m \\ &= \frac{5943,91}{2,01} < 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 1 \\ &= 2957,169 \text{ kg} < V_d = 6218,438 \text{ kg}\end{aligned}$$

tegangan tarik baut akibat interaksi geser

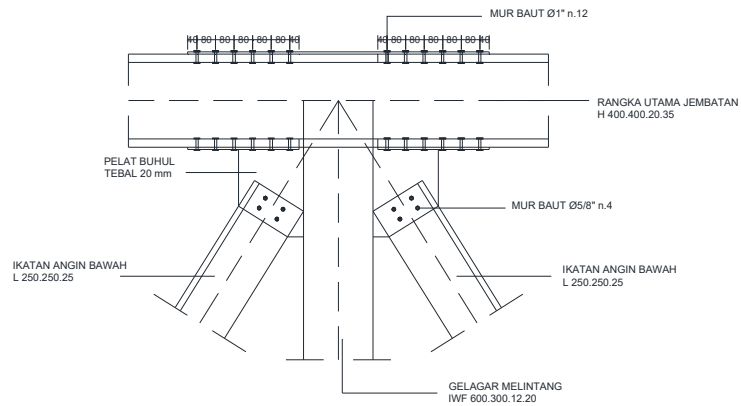
$$\begin{aligned}F_t &= (1,3 \times f_{ub} - 1,5 \times f_{uv}) \\ &= (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 2957,169) \\ &= 6289,247 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Jarak pemasangan baut :

Jarak tepi ke tepi = 2 x d = 2 x 16 = 32 mm diambil 40 mm

Jarak antar baut = 2,5 x d = 2,5 x 16 = 40 mm diambil 50 mm

Periksa terhadap dimensi profil =  $250 - 40 - 50 = 160$  mm  
(aman)

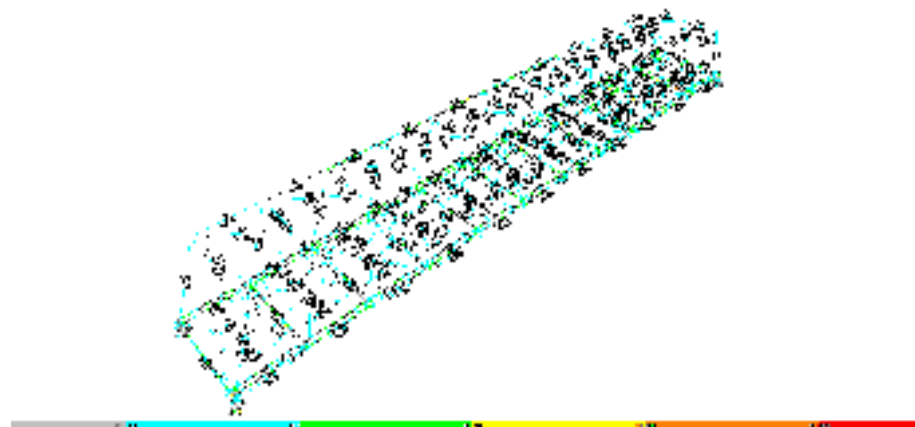


**Gambar 5.81 Sambungan ikatan angin bawah dan rangka utama**

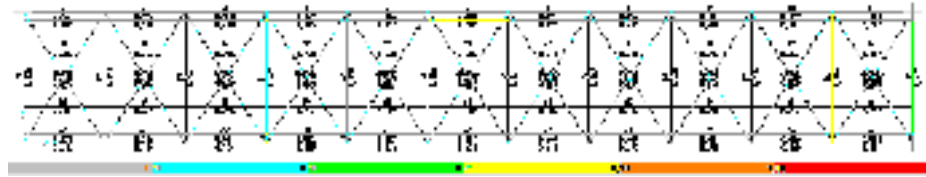
#### h. Analisa kapasitas struktur

##### 1) Cek struktur (*design*)

Untuk menganalisa kapasitas struktur menggunakan program SAP2000 maka fitur yang akan digunakan adalah *Steel Frame Design. Design Preference* yang digunakan adalah AISC LRFD 93. Untuk faktor reduksi pada pengaturan *preference* masih menggunakan pengaturan *default* dari SAP2000, karena sesuai dengan faktor reduksi yang terdapat dalam SNI T-03-2005 tentang perencanaan struktur baja untuk jembatan.



**Gambar 5.82 Stress ratio keseluruhan rangka**



**Gambar 5.83 Stress ratio rangka bagian bawah**

a) Batang bawah

**Tabel 5.18 Rasio hasil desain struktur batang bawah**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
1	IWF 400.400.20.35	0,161432	Biru	Aman
2	IWF 400.400.20.35	0,173905	Biru	Aman
3	IWF 400.400.20.35	0,349665	Biru	Aman
4	IWF 400.400.20.35	0,401971	Biru	Aman
5	IWF 400.400.20.35	0,426164	Biru	Aman
6	IWF 400.400.20.35	0,434139	Biru	Aman
7	IWF 400.400.20.35	0,422934	Biru	Aman
8	IWF 400.400.20.35	0,397067	Biru	Aman
9	IWF 400.400.20.35	0,342800	Biru	Aman
10	IWF 400.400.20.35	0,168701	Biru	Aman
11	IWF 400.400.20.35	0,150443	Biru	Aman
12	IWF 400.400.20.35	0,141060	Biru	Aman
13	IWF 400.400.20.35	0,163856	Biru	Aman
14	IWF 400.400.20.35	0,333810	Biru	Aman
15	IWF 400.400.20.35	0,388669	Biru	Aman
16	IWF 400.400.20.35	0,414936	Biru	Aman
17	IWF 400.400.20.35	0,425409	Biru	Aman
18	IWF 400.400.20.35	0,417540	Biru	Aman
19	IWF 400.400.20.35	0,392934	Biru	Aman
20	IWF 400.400.20.35	0,339824	Biru	Aman
21	IWF 400.400.20.35	0,168713	Biru	Aman
22	IWF 400.400.20.35	0,150957	Biru	Aman



## b) Gelagar melintang

**Tabel 5.19 Rasio hasil desain struktur gelagar melintang**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
78	IWF 600.300.12.20	0,535068	Hijau	Aman
79	IWF 600.300.12.20	0,843696	Kuning	Aman
80	IWF 600.300.12.20	0,717017	Kuning	Aman
81	IWF 600.300.12.20	0,598689	Hijau	Aman
82	IWF 600.300.12.20	0,457819	Biru	Aman
83	IWF 600.300.12.20	0,305815	Biru	Aman
84	IWF 600.300.12.20	0,310735	Biru	Aman
85	IWF 600.300.12.20	0,461694	Biru	Aman
86	IWF 600.300.12.20	0,599889	Hijau	Aman
87	IWF 600.300.12.20	0,714723	Kuning	Aman
88	IWF 600.300.12.20	0,825890	Kuning	Aman
89	IWF 600.300.12.20	0,517182	Hijau	Aman

## c) Gelagar memanjang

**Tabel 5.20 Rasio hasil desain struktur gelagar memanjang**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
23	IWF 400.200.8.13	0,288187	Biru	Aman
24	IWF 400.200.8.13	0,331767	Biru	Aman
25	IWF 400.200.8.13	0,440178	Biru	Aman
26	IWF 400.200.8.13	0,474846	Biru	Aman
27	IWF 400.200.8.13	0,496568	Biru	Aman
28	IWF 400.200.8.13	0,504892	Biru	Aman
29	IWF 400.200.8.13	0,494575	Biru	Aman
30	IWF 400.200.8.13	0,465857	Biru	Aman
31	IWF 400.200.8.13	0,430004	Biru	Aman
32	IWF 400.200.8.13	0,321292	Biru	Aman
33	IWF 400.200.8.13	0,278979	Biru	Aman

**Tabel 5.21 Rasio hasil desain struktur gelagar memanjang (lanjutan)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
34	IWF 400.200.8.13	0,281741	Biru	Aman
35	IWF 400.200.8.13	0,257506	Biru	Aman
36	IWF 400.200.8.13	0,247546	Biru	Aman
37	IWF 400.200.8.13	0,218481	Biru	Aman
38	IWF 400.200.8.13	0,210453	Biru	Aman
39	IWF 400.200.8.13	0,207891	Biru	Aman
40	IWF 400.200.8.13	0,210339	Biru	Aman
41	IWF 400.200.8.13	0,21825	Biru	Aman
42	IWF 400.200.8.13	0,247144	Biru	Aman
43	IWF 400.200.8.13	0,257329	Biru	Aman
44	IWF 400.200.8.13	0,282016	Biru	Aman
45	IWF 400.200.8.13	0,142892	Biru	Aman
46	IWF 400.200.8.13	0,143216	Biru	Aman
47	IWF 400.200.8.13	0,145921	Biru	Aman
48	IWF 400.200.8.13	0,147615	Biru	Aman
49	IWF 400.200.8.13	0,148569	Biru	Aman
50	IWF 400.200.8.13	0,148872	Biru	Aman
51	IWF 400.200.8.13	0,148476	Biru	Aman
52	IWF 400.200.8.13	0,14747	Biru	Aman
53	IWF 400.200.8.13	0,145723	Biru	Aman
54	IWF 400.200.8.13	0,142967	Biru	Aman
55	IWF 400.200.8.13	0,142512	Biru	Aman
56	IWF 400.200.8.13	0,283132	Biru	Aman
57	IWF 400.200.8.13	0,256477	Biru	Aman
58	IWF 400.200.8.13	0,245588	Biru	Aman
59	IWF 400.200.8.13	0,21676	Biru	Aman
60	IWF 400.200.8.13	0,208952	Biru	Aman
61	IWF 400.200.8.13	0,206504	Biru	Aman

**Tabel 5.22 Rasio hasil desain struktur gelagar memanjang (lanjutan)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
62	IWF 400.200.8.13	0,209078	Biru	Aman
63	IWF 400.200.8.13	0,217177	Biru	Aman
64	IWF 400.200.8.13	0,233249	Biru	Aman
65	IWF 400.200.8.13	0,254062	Biru	Aman
66	IWF 400.200.8.13	0,272109	Biru	Aman
67	IWF 400.200.8.13	0,343792	Biru	Aman
68	IWF 400.200.8.13	0,377056	Biru	Aman
69	IWF 400.200.8.13	0,432566	Biru	Aman
70	IWF 400.200.8.13	0,430496	Biru	Aman
71	IWF 400.200.8.13	0,398894	Biru	Aman
72	IWF 400.200.8.13	0,394531	Biru	Aman
73	IWF 400.200.8.13	0,406798	Biru	Aman
74	IWF 400.200.8.13	0,439935	Biru	Aman
75	IWF 400.200.8.13	0,443765	Biru	Aman
76	IWF 400.200.8.13	0,389481	Biru	Aman
77	IWF 400.200.8.13	0,354915	Biru	Aman

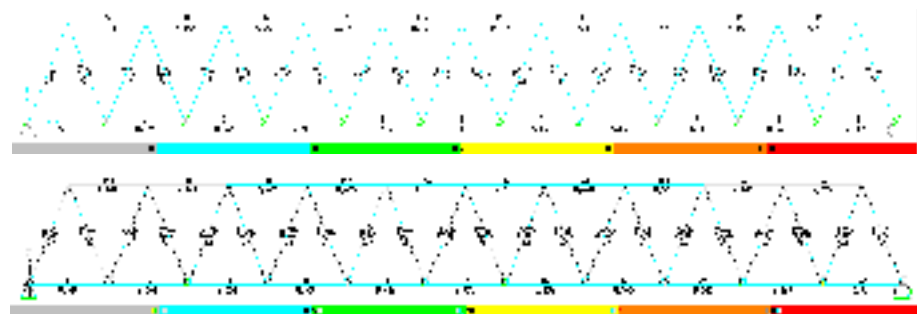
d) Ikatan angin bawah (diagonal)

**Tabel 5.23 Rasio hasil desain struktur ikatan angin bawah**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
154	L 250.250.25	0,143417	Biru	Aman
155	L 250.250.25	0,139286	Biru	Aman
156	L 250.250.25	0,124353	Biru	Aman
157	L 250.250.25	0,124048	Biru	Aman
158	L 250.250.25	0,109644	Biru	Aman
159	L 250.250.25	0,113276	Biru	Aman
160	L 250.250.25	0,116964	Biru	Aman
161	L 250.250.25	0,119559	Biru	Aman

**Tabel 5.24 Rasio hasil desain struktur ikatan angin bawah (lanjutan)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
162	L 250.250.25	0,121362	Biru	Aman
163	L 250.250.25	0,123020	Biru	Aman
164	L 250.250.25	0,123184	Biru	Aman
165	L 250.250.25	0,123887	Biru	Aman
166	L 250.250.25	0,122366	Biru	Aman
167	L 250.250.25	0,122043	Biru	Aman
168	L 250.250.25	0,118933	Biru	Aman
169	L 250.250.25	0,117555	Biru	Aman
170	L 250.250.25	0,112617	Biru	Aman
171	L 250.250.25	0,110073	Biru	Aman
172	L 250.250.25	0,105673	Biru	Aman
173	L 250.250.25	0,10279	Biru	Aman
174	L 250.250.25	0,091309	Biru	Aman
175	L 250.250.25	0,086048	Biru	Aman



**Gambar 5.84 Stress ratio rangka batang diagonal**

e) Batang diagonal

**Tabel 5.25 Rasio hasil desain struktur batang diagonal**

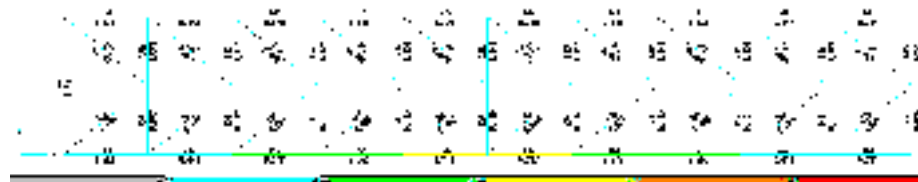
No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
90	H 400.400.20.35	0,445620	Biru	Aman
91	H 400.400.20.35	0,342246	Biru	Aman
92	H 400.400.20.35	0,390224	Biru	Aman
93	H 400.400.20.35	0,206393	Biru	Aman

**Tabel 5.26 Rasio hasil desain struktur batang diagonal (lanjutan)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
94	H 400.400.20.35	0,309927	Biru	Aman
95	H 400.400.20.35	0,17094	Biru	Aman
96	H 400.400.20.35	0,17224	Biru	Aman
97	H 400.400.20.35	0,136061	Biru	Aman
98	H 400.400.20.35	0,131465	Biru	Aman
99	H 400.400.20.35	0,103260	Biru	Aman
100	H 400.400.20.35	0,089883	Biru	Aman
101	H 400.400.20.35	0,089255	Biru	Aman
102	H 400.400.20.35	0,103456	Biru	Aman
103	H 400.400.20.35	0,130325	Biru	Aman
104	H 400.400.20.35	0,135058	Biru	Aman
105	H 400.400.20.35	0,170630	Biru	Aman
106	H 400.400.20.35	0,169672	Biru	Aman
107	H 400.400.20.35	0,308152	Biru	Aman
108	H 400.400.20.35	0,205203	Biru	Aman
109	H 400.400.20.35	0,388516	Biru	Aman
110	H 400.400.20.35	0,341246	Biru	Aman
111	H 400.400.20.35	0,444004	Biru	Aman
112	H 400.400.20.35	0,449034	Biru	Aman
113	H 400.400.20.35	0,344237	Biru	Aman
114	H 400.400.20.35	0,389522	Biru	Aman
115	H 400.400.20.35	0,206318	Biru	Aman
116	H 400.400.20.35	0,307255	Biru	Aman
117	H 400.400.20.35	0,169355	Biru	Aman
118	H 400.400.20.35	0,169034	Biru	Aman
119	H 400.400.20.35	0,133950	Biru	Aman
120	H 400.400.20.35	0,128142	Biru	Aman
121	H 400.400.20.35	0,100733	Biru	Aman

**Tabel 5.27 Rasio hasil desain struktur batang diagonal (lanjutan)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
122	H 400.400.20.35	0,08696	Biru	Aman
123	H 400.400.20.35	0,087230	Biru	Aman
124	H 400.400.20.35	0,101066	Biru	Aman
125	H 400.400.20.35	0,128890	Biru	Aman
126	H 400.400.20.35	0,133545	Biru	Aman
127	H 400.400.20.35	0,170127	Biru	Aman
128	H 400.400.20.35	0,169180	Biru	Aman
129	H 400.400.20.35	0,308605	Biru	Aman
130	H 400.400.20.35	0,206089	Biru	Aman
131	H 400.400.20.35	0,390607	Biru	Aman
132	H 400.400.20.35	0,343615	Biru	Aman
133	H 400.400.20.35	0,449496	Biru	Aman

**Gambar 5.85 Stress ratio rangka bagian atas**

f) Batang atas

**Tabel 5.28 Rasio hasil desain struktur batang atas**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
134	H 400.400.20.35	0,278293	Biru	Aman
135	H 400.400.20.35	0,442017	Biru	Aman
136	H 400.400.20.35	0,576340	Hijau	Aman
137	H 400.400.20.35	0,664382	Hijau	Aman
138	H 400.400.20.35	0,708407	Kuning	Aman
139	H 400.400.20.35	0,709544	Kuning	Aman
140	H 400.400.20.35	0,667661	Hijau	Aman

**Tabel 5.29 Rasio hasil desain struktur batang atas (lanjutan)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
141	H 400.400.20.35	0,581599	Hijau	Aman
142	H 400.400.20.35	0,447326	Biru	Aman
143	H 400.400.20.35	0,283921	Biru	Aman
144	H 400.400.20.35	0,281140	Biru	Aman
145	H 400.400.20.35	0,443990	Biru	Aman
146	H 400.400.20.35	0,579213	Hijau	Aman
147	H 400.400.20.35	0,667867	Hijau	Aman
148	H 400.400.20.35	0,711982	Kuning	Aman
149	H 400.400.20.35	0,712498	Kuning	Aman
150	H 400.400.20.35	0,670066	Hijau	Aman
151	H 400.400.20.35	0,583211	Hijau	Aman
152	H 400.400.20.35	0,448055	Biru	Aman
153	H 400.400.20.35	0,284739	Biru	Aman

g) Ikatan angin atas (vertikal)

**Tabel 5.30 Rasio hasil desain struktur ikatan angin atas (vertikal)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
176	H 200.200.8.12	0,084356	Biru	Aman
229	H 200.200.8.12	0,097311	Biru	Aman
230	H 200.200.8.12	0,095410	Biru	Aman
231	H 200.200.8.12	0,118735	Biru	Aman
232	H 200.200.8.12	0,113460	Biru	Aman
233	H 200.200.8.12	0,133651	Biru	Aman
234	H 200.200.8.12	0,127552	Biru	Aman
235	H 200.200.8.12	0,143280	Biru	Aman
236	H 200.200.8.12	0,137969	Biru	Aman
237	H 200.200.8.12	0,147698	Biru	Aman
238	H 200.200.8.12	0,144149	Biru	Aman

**Tabel 5.31 Rasio hasil desain struktur ikatan angin atas  
(vertikal)(lanjutan)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
239	H 200.200.8.12	0,147200	Biru	Aman
240	H 200.200.8.12	0,145974	Biru	Aman
241	H 200.200.8.12	0,141903	Biru	Aman
242	H 200.200.8.12	0,143316	Biru	Aman
243	H 200.200.8.12	0,131495	Biru	Aman
244	H 200.200.8.12	0,135760	Biru	Aman
245	H 200.200.8.12	0,120616	Biru	Aman
246	H 200.200.8.12	0,127746	Biru	Aman
247	H 200.200.8.12	0,088116	Biru	Aman
248	H 200.200.8.12	0,099221	Biru	Aman

h) Ikatan angin atas (diagonal)

**Tabel 5.32 Rasio hasil desain struktur ikatan angin atas (diagonal)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
177	L 250.250.25	0,102662	Biru	Aman
178	L 250.250.25	0,100109	Biru	Aman
180	L 250.250.25	0,094515	Biru	Aman
181	L 250.250.25	0,093974	Biru	Aman
183	L 250.250.25	0,089919	Biru	Aman
184	L 250.250.25	0,090642	Biru	Aman
186	L 250.250.25	0,084154	Biru	Aman
187	L 250.250.25	0,085751	Biru	Aman
189	L 250.250.25	0,078483	Biru	Aman
190	L 250.250.25	0,080591	Biru	Aman
192	L 250.250.25	0,073332	Biru	Aman
193	L 250.250.25	0,075631	Biru	Aman
195	L 250.250.25	0,069169	Biru	Aman



**Tabel 5.33 Rasio hasil desain struktur ikatan angin atas  
(diagonal)(lanjutan)**

No. Frame	Profil batang	Rasio	Warna	Keterangan
196	L 250.250.25	0,071357	Biru	Aman
198	L 250.250.25	0,068181	Biru	Aman
199	L 250.250.25	0,068181	Biru	Aman
201	L 250.250.25	0,068279	Biru	Aman
202	L 250.250.25	0,068279	Biru	Aman
204	L 250.250.25	0,068689	Biru	Aman
205	L 250.250.25	0,068689	Biru	Aman

### 5.2.9 Perencanaan perletakan (*elastomeric bearing*)

Untuk perletakan pada perencanaan jembatan ini digunakan *elastomer* dengan karakteristik sebagai berikut :

#### a. Spesifikasi

- 1) Merupakan bantalan atau perletakan *elastomer* yang dapat menahan beban berat, baik beban vertikal maupun beban horizontal.
- 2) Perletakan disusun dari lempengan *elastomer* dan logam yang disusun secara berlapis.
- 3) Perletakan berfungsi untuk meredam getaran, sehingga *abutment* tidak mengalami kerusakan.
- 4) Lempengan logam bagian luar dan ujung *elastomer* dilapisi dengan lapisan *elastomer* agar tidak berkarat.
- 5) Nama lain dari perletakan *elastomer* disebut juga bantalan *neoprene* yang dibuat dari karet sintetis.

#### b. Pemasangan

- 1) Perletakan elastomer dipasang di antara *abutment* jembatan dan gelagar jembatan.

## c. Perhitungan

Data teknis :

Beban akibat struktur atas (L) = 4458,236 kN = 4458236 N

Kekerasan karet elastomer = 55 shore A

Batas tegangan delamasi = 7 MPa

Modulus geser (G) = 0,6 MPa – 1,3 MPa

Luas area yang dibutuhkan :

$$A \text{ perlu} > \frac{L}{7}$$

$$A \text{ perlu} > \frac{4458236}{7} = 636891 \text{ mm}^2$$

Asumsi elastomer sebagai berikut :

Panjang (l) = 480 mm

Lebar (w) = 380 mm

Tebal = 101 mm

Tebal lapisan internal (hri) = 16 mm

Tebal lapisan penutup (hcover) = 4 mm

Jumlah lapisan = 12 buah

Tebal plat = 2 mm

Jumlah plat = 13 buah

Mutu plat = 240 MPa

Faktor bentuk :

$$S = \frac{A}{Ip \times hri}$$

$$Ip = 2(l + w)$$

$$A = l \times w$$

Keterangan :

S = faktor bentuk

A = luas keseluruhan

Ip = keliling elastomer

hri = ketebalan lapis internal

l = panjang elastomer

w = lebar elastomer

Maka,

$$\begin{aligned} A &= l \times w \\ &= 480 \times 380 \\ &= 182400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= 2(l + w) \\ &= 2(480 + 380) \\ &= 1720 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A}{I_p \times h_{ri}} \\ &= \frac{182400}{1720 \times 16} \\ &= 6,628 \end{aligned}$$

Syarat untuk bantalan tipe berlapis  $4 < S < 12$  (Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan, 2015) maka  $4 < 6,628 < 12$  (terpenuhi)

Cek tegangan ijin :

$$\sigma_s = \frac{L}{7} \text{ maka, } \sigma_s = \frac{636891}{182400} = 3,49 \text{ MPa}$$

Bantalan dengan deformasi yang tidak dikekang

$$\sigma_s < 7 \text{ MPa} = 3,49 \text{ MPa} < 7 \text{ MPa (Ok)}$$

$$\sigma_s < 1 \text{ G.S} = 3,49 \text{ MPa} < 3,977 \text{ MPa (Ok)}$$

Bantalan dengan deformasi geser dikekang

$$\sigma_s < 7 \text{ MPa} = 3,49 \text{ MPa} < 7 \text{ MPa (Ok)}$$

$$\sigma_s < 1,1 \text{ G.S} = 3,49 \text{ MPa} < 4,374 \text{ MPa (Ok)}$$

Cek deformasi geser :

$$\text{Total deformasi rencana } (\Delta_s) = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Deformasi ijin} = 2 \times (\Delta_s) = 2 \times 100 = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{H total elastomer} &= \text{jumlah tebal lapisan internal} + \text{jumlah tebal} \\ \text{cover} + \text{jumlah plat baja} \end{aligned}$$

$$= (16 \times 12) + (2 \times 4) + (2 \times 13)$$

$$= 226 \text{ mm} > 200 \text{ mm (Ok)}$$

$$\sigma_s > 0,5 G.S \left( \frac{i}{hri} \right)^2 \times \left( \frac{\theta s x}{n} \right)$$

$$3,49 > 0,5 \times 0,6 \times 6,628 \left( \frac{480}{16} \right)^2 \times \left( \frac{0,005 + 0,005}{12} \right)$$

$$3,49 \text{ MPa} > 1,491 \text{ MPa (Ok)}$$

Rotasi terhadap arah lebar

$$\sigma_s > 0,5 G.S \left( \frac{i}{hri} \right)^2 \times \left( \frac{\theta s x}{n} \right)$$

$$3,49 > 0,5 \times 0,6 \times 6,628 \left( \frac{380}{16} \right)^2 \times \left( \frac{0,005 + 0,005}{12} \right)$$

$$3,49 \text{ MPa} > 0,935 \text{ MPa (Ok)}$$

Cek stabilitas :

$$h < \frac{1}{3} = 101 \text{ mm} < 160 \text{ mm (Ok)}$$

$$h < \frac{w}{3} = 101 \text{ mm} < 126,6 \text{ mm (Ok)}$$

$$h_{cover} < 0,7 hri = 4 \text{ mm} < 11,2 \text{ mm (Ok)}$$

Menentukan tebal plat

Kondisi layan :

$$h_s > \frac{3 h \sigma_s}{f_y}$$

$$h_s > \frac{3 \times 16 \times 3,49}{240}$$

$$h_s > 0,698 \text{ mm, digunakan } 2 \text{ mm}$$

d. Hasil perhitungan

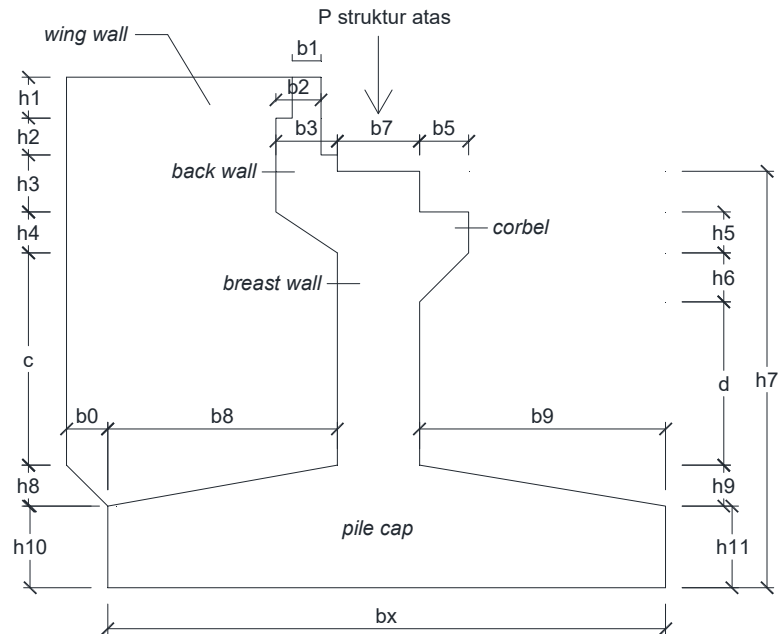
Panjang elastomer	= 480 mm
Lebar elastomer	= 380 mm
Tebal cover atas	= 4 mm
Tebal cover bawah	= 4 mm
Tebal lapsan elastomer	= 16 mm
Jumlah lapisan	= 12 lapisan
Tebal plat baja	= 2 mm
Jumlah plat baja	= 13 buah

Sifat bahan :

Mutu baja ( $f_y$ )	= 240 MPa
Modulus geser (G)	= 0,6 MPa
Kekerasan karet elastomer	= 55 shore A

### 5.3 Perhitungan bangunan bawah

#### 5.3.1 Perhitungan *abutment*



**Gambar 5.86 Abutment**

**Tabel 5.34 Data *abutment***

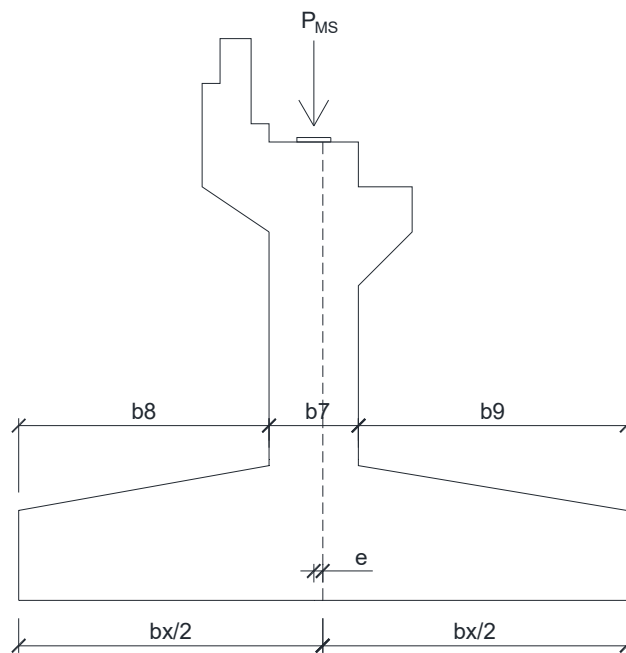
Notasi	(m)	Notasi	(m)	Keterangan	Notasi	(m)
h1	0,50	b1	0,35	Panjang <i>abutment</i>	By	8,00
h2	0,65	b2	0,55	Tebal <i>wing wall</i>	hw	0,50
h3	0,50	b3	0,75	Tanah timbunan		
h4	0,50			Berat volume (Ws)(asumsi)	18	kN/m
h5	0,50	b5	0,60	Sudut gesek (asumsi)	35	°
h6	0,60			Kohesi (C)(asumsi)	15	kPa
h7	5,10	b7	1,00	Tanah asli (di dasar <i>pile cap</i> )		
h8	0,50	b8	2,80	Berat volume (Ws)(asumsi)	18	kN/m <sup>3</sup>
h9	0,50	b9	3,00	Sudut gesek (asumsi)	35	°
h10	1,00	b10	0,50	Kohesi (C)(asumsi)	15	kPa
h11	1,00			Bahan struktur		
c	2,60	b <sub>x</sub>	6,80	Mutu beton	F <sub>c</sub> ' = 35 MPa	
d	2,60			Mutu baja tulangan	F <sub>y</sub> = 400 MPa	

a. Analisis beban kerja

1) Berat sendiri (MS)

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

a) Berat sendiri struktur atas



**Gambar 5.87 Berat sendiri struktur atas**

**Tabel 5.35 Data berat sendiri struktur atas**

No	Beban	Parameter volume				Berat	Satuan	Total (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Trotoar	0,5	0,2	55	2	25	kN/m <sup>3</sup>	275
2	Plat lantai	7	0,2	55	1	25	kN/m <sup>3</sup>	1925
3	Deck baja	8	-	55	1	0,1451	kN/m	63,844
4	Gelagar memanjang IWF 400.200.8.13	-	-	55	5	0,6472	kN/m	177,980
5	Gelagar melintang IWF 600.300.12.20	-	-	8	12	1,4808	kN/m	142,157
6	Batang atas IWF 400.400.20.35	-	-	50	2	2,7753	kN/m	277,530
7	Batang bawah IWF 400.400.20.35	-	-	55	2	2,7753	kN/m	305,283
8	Batang diagonal IWF 400.400.20.35	-	-	6,731	44	2,7753	kN/m	821,944
9	Batang vertikal IWF 200.200.8.12	-	-	8	11	0,4894	kN/m	43,067
10	Ikatan angin atas L 250.250.25	-	-	6,403	20	0,9192	kN/m	117,713
11	Ikatan angin bawah L 250.250.25	-	-	9,434	22	0,9192	kN/m	190,778
12	Railing	-	-	55	2	0,033	kN	3,630
13	Plat buhul & baut	-	-	-	46	2,485	kN	114,310
Total berat sendiri struktur atas							Wms =	4458,236

Sedangkan menurut perhitungan SAP2000 total berat sendiri struktur atas adalah sebesar 2824,232 kN, sehingga diambil yang terbesar yaitu,  $W_{ms} = 4458,236$  kN.

Beban pada *abutment* akibat berat sendiri struktur atas,

$$P_{ms} = \frac{1}{2} \times W_{ms} = 2229,118 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi,

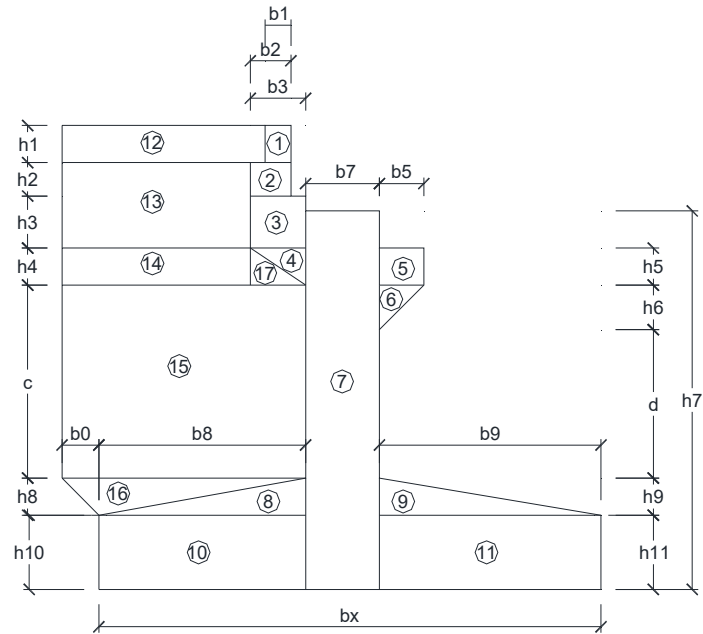
$$e = \frac{bx}{2} + b8 + \frac{b7}{2} = -0,1 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas,

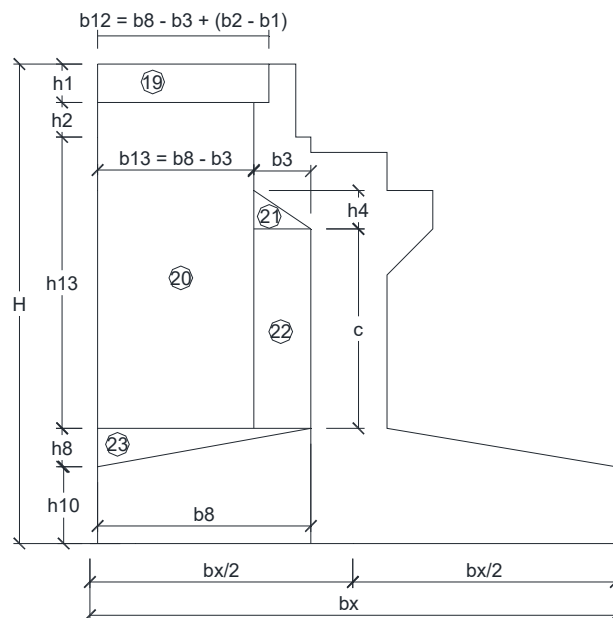
$$M_{ms} = P_{ms} \times e = -222,912 \text{ kNm}$$



## b) Berat sendiri struktur bawah



Gambar 5.88 Berat sendiri struktur bawah



Gambar 5.89 Berat sendiri struktur bawah

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

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

**Tabel 5.36 Data berat sendiri struktur bawah**

No	Parameter berat bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direct			
<i>Abutment</i>							
1	0,35	0,50	1	-1	35,000	0,975	-34,125
2	0,55	0,65	1	-1	71,500	1,075	-76,863
3	0,75	0,50	1	-1	75,000	0,975	-73,125
4	0,75	0,50	0,5	-1	37,500	0,850	-31,875
5	0,60	0,50	1	1	60,000	0,700	42,000
6	0,60	0,50	0,5	1	30,000	0,600	18,000
7	1,00	5,10	1	-1	1020,000	0,100	-102,000
8	2,80	0,50	0,5	-1	140,000	1,533	-214,620
9	3,00	0,50	0,5	1	150,000	1,400	210,000
10	2,80	1,00	1	-1	560,000	2,050	-1148,000
11	3,00	1,00	1	1	600,000	1,900	1140,000
<i>Wing wall</i>							
12	2,75	0,50	1	-1	34,375	2,525	-86,797
13	2,55	1,15	1	-1	73,313	2,625	-192,445
14	2,55	0,50	1	-1	31,875	2,625	-83,672
15	3,30	2,60	1	-1	214,500	2,250	-482,625
16	3,30	0,50	0,5	-1	20,625	2,633	-54,306
17	0,75	0,50	0,5	-1	4,688	1,100	-5,156
18	<i>Lateral stop back</i>		0,2	1	10,000	0,000	0,000
<i>Tanah</i>							
19	2,25	0,50	1	-1	180,000	2,275	-409,500
20	2,05	4,25	1	-1	1394,000	2,375	-3310,750
21	0,75	0,50	0,5	-1	30,000	1,100	-33,000
22	0,75	2,60	1	-1	312,000	0,975	-304,200
23	2,80	0,50	0,5	-1	112,000	2,467	-276,304
				Pms =	5196,375	Mms =	-5509,362

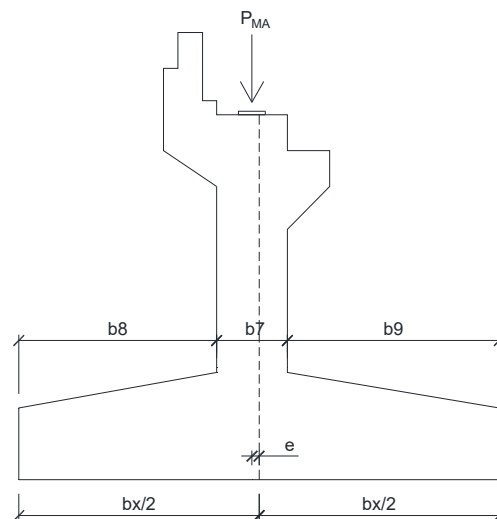
**Tabel 5.37 Beban total akibat berat sendiri (MS)**

No	Berat sendiri	Pms (kN)	Mms (kNm)
1	Struktur atas	2229,118	- 222,912
2	Struktur bawah	5196,375	-5509,362
	Jumlah	7425,493	-5732,274

## 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 dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

- a) Penambahan lapisan aspal (*overlay*) di kemudian hari.
- b) Genangan air hujan jika sistem drainase tidak bekerja dengan baik.

**Gambar 5.90 Beban mati tambahan****Tabel 5.38 Beban mati tambahan**

No	Jenis beban	Lebar (m)	Tebal (m)	Panjang (m)	Jumlah	Berat	Satuan	Berat (kN)
1	Lap. Aspal	7	0,05	55	1	22	kN/m <sup>3</sup>	423,5
2	Air hujan	1,75	0,05	55	4	10	kN/m <sup>3</sup>	192,5
							Wma	616

Beban pada *abutment* akibat beban mati tambahan,

$$P_{ma} = \frac{1}{2} \times W_{ma} = 308 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi,

$$e = \frac{bx}{2} + b_8 + \frac{b_7}{2} = -0,1 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$M_{ma} = P_{ma} \times e = -30,8 \text{ kNm}$$

### 3) Tekanan tanah (TA)

Pada bagian tanah di belakang dinding *abutment* yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah ( $W_s$ ), sudut gesek dalam ( $\emptyset$ ) dan kohesi ( $c$ ) dengan,

$$W_s' = W_s$$

$$\emptyset' = \tan^{-1} (K\emptyset^R \times \tan\emptyset)$$

dengan faktor reduksi untuk  $\emptyset'$ ,  $K\emptyset^R = 0,7$

$$c = Kc^R \times c \quad \text{dengan faktor reduksi untuk } \emptyset', K\emptyset^R = 1,0$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\emptyset'}{2} \right)$$

$$\text{Berat tanah (} W_s \text{)} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam (} \emptyset \text{)} = 35^\circ$$

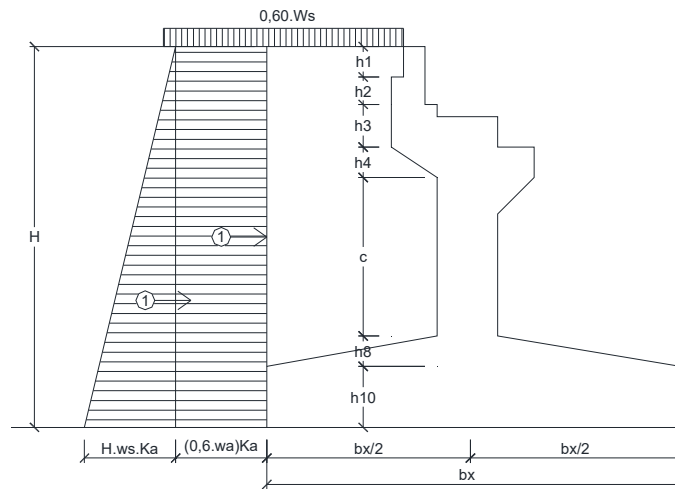
$$\text{Kohesi (} c \text{)} = 0 \text{ kPa}$$

$$\text{Tinggi total butment} = 6,25 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } abutment \text{ (} B_y \text{)} = 8 \text{ m}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,60 m yang merupakan ekuivalen beban kendaraan

$$0,6 \times W_s = 10,8 \text{ kPa}$$



**Gambar 5.91 Tekanan tanah**

$$\begin{aligned}\phi' &= \tan^{-1} (K\phi^R \times \tan\phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 35) \\ &= 0,32 \\ &= 18,345^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_a &= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{18,345}{2} \right) \\ &= 0,5211\end{aligned}$$

**Tabel 5.39 Tekanan tanah**

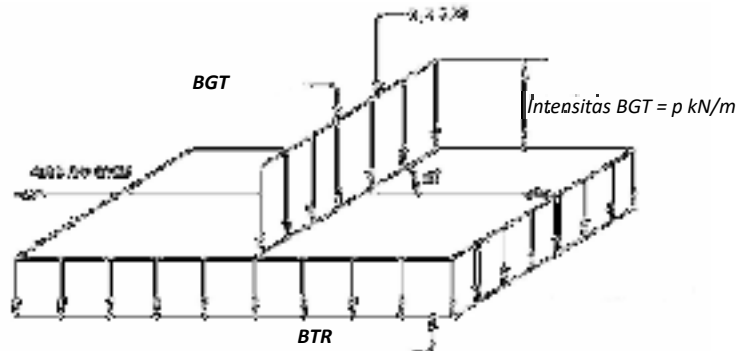
No.	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan terhadap O	Y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$T_{TA} = (0,6 \times Ws).H.Ka.By$	281,394	$Y = 0,5 H$	3,125	879,356
2	$T_{TA} = 0,5.H^2.Ws.Ka.By$	2931,188	$Y = 0,33 H$	2,0625	6045,574
	$T_{TA} =$	3212,582		$M_{TA} =$	6924,930

#### 4) Beban lajur (D)(TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur (D) terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT). BTR mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya bergantung pada panjang bentang  $L$  yang dibebani lalu lintas dinyatakan dengan rumus :

Jika  $L \leq 30$  m, maka  $q = 9,0$  kPa

Jika  $L \geq 30$  m, maka  $q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right)$



**Gambar 5.92** Beban lajur “D”

$$L = 55 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \quad (\text{SNI 1725:2016 pasal 8.3.1})$$

$$q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{55}\right)$$

$$q = 6,95 \text{ kN/m}^2$$

BGT mempunyai intensitas  $p = 49,0$  kN/m

Faktor beban dinamis (*Dinamic Load Allowance*) untuk BGT diambil sebagai berikut:

$$L = 55 \text{ m, maka}$$

$$\begin{aligned} \text{FBD} &= 0,4 - 0,0025 (L - 50) \\ &= 0,39 \end{aligned}$$

Besar beban lajur “D”

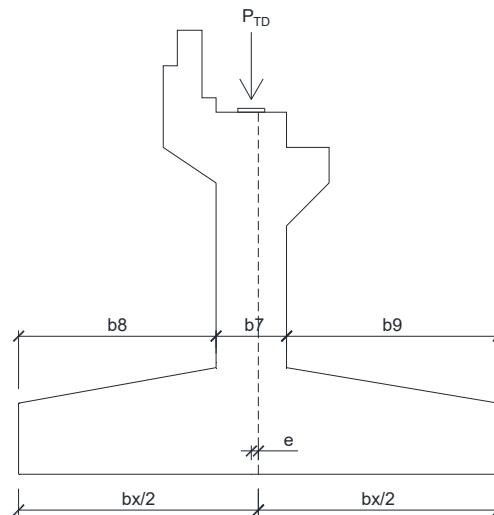
$$\begin{aligned} W_{\text{TD}} &= \frac{q \times l \times (5,5 + b)}{2} + \frac{p \times \text{DLA} \times (5,5 + 6,8)}{2} \\ &= \frac{6,95 \times 55 \times (5,5 + 6,8)}{2} + \frac{49,0 \times 0,39 \times (5,5 + 6,8)}{2} \\ &= 2468,364 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban pada *abutment* akibat beban lajur “D”

$$P_{\text{TD}} = \frac{1}{2} W_{\text{TD}} = 1234,182 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi,

$$e = \frac{bx}{2} + b_8 + \frac{b_7}{2} = -0,1 \text{ m}$$



**Gambar 5.93 Beban lajur “D”**

Momen pada pondasi akibat beban lajur “D”

$$M_{TD} = P_{TD} \times e = -123,418 \text{ kN}$$

##### 5) Beban hidup pejalan kaki (TP)

Semua komponen trotoar yang lebih dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing – masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja bersamaan dengan beban kendaraan. Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban sebagai berikut :

A = luas bidang trotoaryang dibebani pejalan kaki (m<sup>2</sup>)

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

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

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

Panjang bentang,  $L = 55 \text{ m}$

Lebar trotoar,  $b_t = 0,5 \text{ m}$

Jumlah trotoar  $n = 2$

Luas bidang trotoar  $A = bt \times L/2 \times n = 27,5 \text{ m}^2$

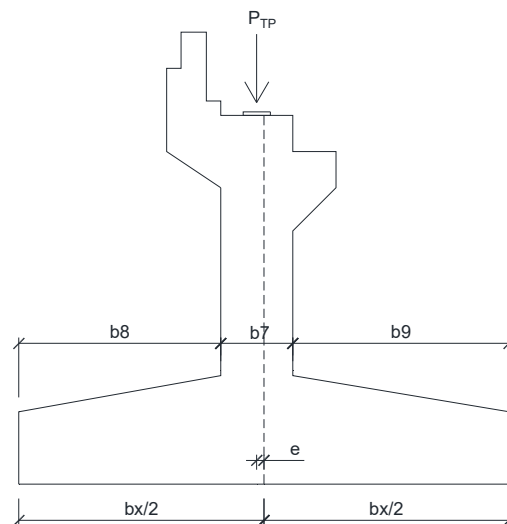
$$\begin{aligned} q &= 5 - 0,033 \times (A - 10) \\ &= 5 - 0,033 \times (27,5 - 10) \\ &= 4,42 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Beban pada *abutment* akibat pejalan kaki

$$\begin{aligned} P_{TP} &= A \times q \\ &= 27,5 \times 4,42 \\ &= 121,55 \text{ kN} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi,

$$e = \frac{bx}{2} + b_8 + \frac{b_7}{2} = -0,1 \text{ m}$$



**Gambar 5.94** Beban pejalan kaki

Momen pada pondasi akibat beban pejalan kaki

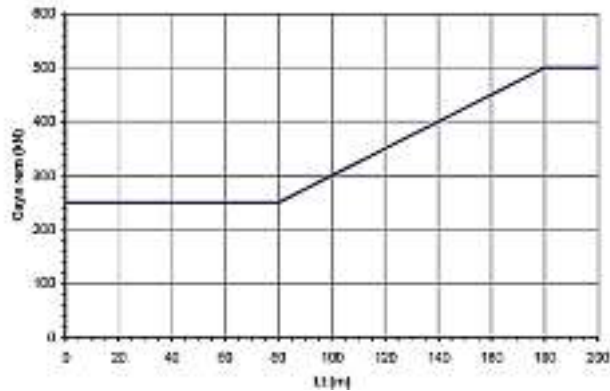
$$M_{TD} = P_{TD} \times e = -12,16 \text{ kNm}$$

#### 6) Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan.

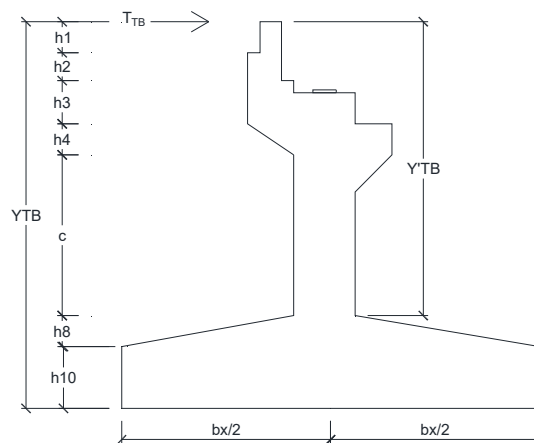


$$\begin{aligned}
 H_{TB} &= 250 \quad \text{untuk } L \leq 80 \text{ m} \\
 TB &= 250 + 2,5 (L - 80) \quad \text{untuk } 80 < L < 180 \text{ m} \\
 H_{TB} &= 500 \quad \text{untuk } L \geq 180 \text{ m}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.95 Gaya rem**

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk } L &= 55 \text{ m} \\
 \text{Gaya rem} &= 250 \text{ kN} \\
 Y_{TB} &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c + h_8 + h_{10} = 6,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.96 Beban gaya rem**

Momen pada pondasi akibat gaya rem :

$$M_{TB} = T_{TB} \times Y_{TB} = 1562,5 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *breast wall* :

$$Y'_{TB} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 4,75 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem :

$$M'_{TB} = T_{TB} \times Y'_{TB} = 1187,5 \text{ kN}$$

## 7) Pengaruh temperatur (ET)

Perhitungan tegangan deformasi struktur akibat beban pengaruh temperatur pada lantai jembatan besarnya adalah setengah dari selisih antara temperatur maksimum rata-rata dan temperatur minimum rata-rata.

$$\text{Temperatur maksimum rata-rata (Tmak)} = 40^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Temperatur minimum rata-rata (Tmin)} = 15^{\circ}\text{C}$$

$$\begin{aligned} \text{Perbedaan temperatur pada jembatan } (\Delta T) &= \frac{T_{max} - T_{min}}{2} \\ &= \frac{40 - 15}{2} = 12,5^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien muai panjang beton, } \alpha = 0,00001/^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kekakuan geser untuk tumpuan berupa } \textit{elastomeric}, (k) = 1500 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang jembatan (L)} = 55 \text{ m}$$

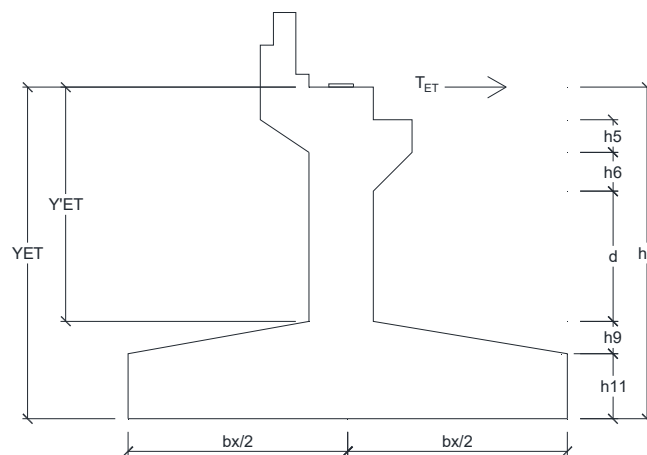
$$\text{Jumlah gelagar memanjang (n)} = 5 \text{ buah}$$

Gaya pada *abutment* akibat pengaruh temperatur

$$\begin{aligned} T_{ET} &= \alpha \times \Delta T \times k \times (0,5 L) \times n \\ &= 0,00001 \times 12,5 \times 1500 \times (0,5 \times 55) \times 5 \\ &= 25,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{ET} = h_7 = 5,10 \text{ m}$$



**Gambar 5.97** Beban pengaruh temperatur

Momen pada pondasi akibat temperatur :

$$M_{ET} = T_{ET} \times Y_{ET} = 131,48 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *breast wall* :

$$Y'_{ET} = h_7 - h_9 - h_{11} = 3,60 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat temperatur :

$$M'_{ET} = T_{ET} \times Y'_{ET} = 92,81 \text{ kN}$$

#### 8) Beban angin (EW)

Angin yang meniup bidang samping jembatan

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

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

Dimana:

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

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

$$A_b = \text{luas bidang samping jembatan (m}^2\text{)}$$

$$\text{Panjang jembatan (L)} = 55 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bidang samping (ha)} = 1,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_b &= (0,5 L) \text{ ha} \\ &= (0,5 \times 55) \times 1,1 \\ &= 30,25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada *abutment* :

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times 35^2 \times 30,25 \\ &= 27,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{EW1} = h_7 + h_a/2 = 5,65 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin :

$$M_{EW1} = T_{EW1} \times Y_{EW1} = 154,19 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *breast wall* :

$$Y'_{EW1} = h_7 - h_9 - h_{11} + h_a/2 = 4,15 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin :

$$M'_{EW1} = T_{EW1} \times Y'_{EW1} = 113,25 \text{ kNm}$$

Angin yang meniup kendaraan

Gaya angin tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \\ &= 0,0012 \times 1,2 \times 35^2 \times 30,25 \\ &= 53,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{EW2} = h_7 + h_b + t_s + t_a = 5,9 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin :

$$M_{EW2} = T_{EW2} \times Y_{EW2} = 314,82 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *breast wall* :

$$Y'_{EW2} = Y_{EW2} - h_9 - h_{11} = 4,4 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin :

$$M'_{EW2} = T_{EW2} \times Y'_{EW2} = 234,78 \text{ kNm}$$

Beban angin total pada *abutment* :

Total beban angin pada *abutment*,

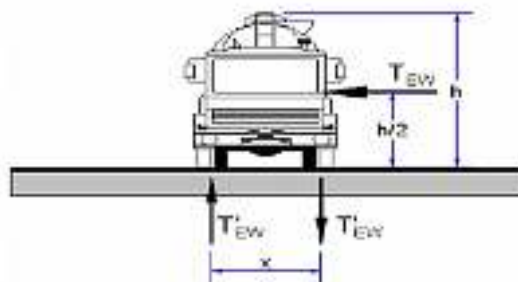
$$T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 81,15 \text{ kN}$$

Total momen pada pondasi,

$$M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW2} = 469,01 \text{ kNm}$$

Total momen pada *breast wall*,

$$M'_{EW} = M'_{EW1} + M'_{EW2} = 348,03 \text{ kNm}$$



**Gambar 5.98** Beban angin “EW”

Beban angin tambahan yang meniup bidang samping kendaraan :

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 0,0012 \times 1,25 \times 35^2 \\ &= 1,8375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

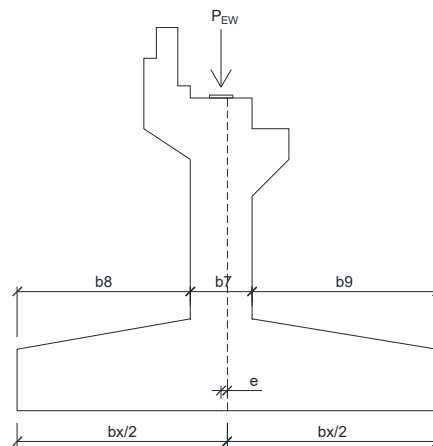
Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2,00 m di atas lantai jembatan,  $h = 2,00 \text{ m}$

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

$$\begin{aligned} P_{EW} &= 2 \times \left( \frac{1}{2} + \frac{2}{1,75} + T_{EW} \right) \times (0,5 L) \\ &= 2 \times \left( \frac{1}{2} + \frac{2}{1,75} + 81,15 \right) \times (0,5 \times 55) \\ &= 26,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi,

$$e = \frac{bx}{2} + b_8 + \frac{b_7}{2} = -0,1 \text{ m}$$



**Gambar 5.99** Beban angin “EW”

Momen pada pondasi akibat transfer beban angin :

$$M_{EW} = P_{EW} \times e = -2,632 \text{ kNm}$$

## 9) Beban gempa (EQ)

### a) Beban gempa static ekuivalen

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t$$

$$K_h = C \times S$$

$T_{EQ}$  = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

$K_h$  = Koefisien beban gempa horizontal

$I$  = Faktor kepentingan

$W_t$  = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan  $P_{MS} + P_{MA}$  kN

$C$  = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah

$S$  = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur jembatan.

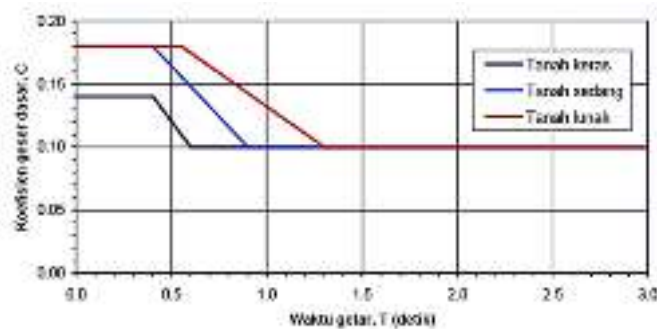
Waktu getar dihitung dengan rumus :

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{WTP}{q \times Kp}}$$

$Q$  = Percepatan gravitasi =  $9,8 \text{ m/s}^2$

$K_p$  = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

$WTP = P_{MS}$  (struktur atas) +  $0,5 P_{MS}$  (struktur bawah)



**Gambar 5.100 Waktu getar**

Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah X)

Tinggi *breast wall*  $L_b = h_3 + h_4 + c = 3,60 \text{ m}$

Ukuran penampang  $b = B_y = 8 \text{ m}$

*breast wall*  $h = b/7 = 1 \text{ m}$

Inersia penampang *breast wall*  $I_c = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = 0,75 \text{ m}^4$

Mutu beton  $f_c' = 35 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton  $E_c = 4700\sqrt{f_c'} = 27805,575 \text{ MPa}$   
 $E_c = 27805574,98 \text{ kPa}$

Nilai kekakuan  $k_p = \frac{3 \times E_c \times I_c}{Lb^3} = 1340932,435 \text{ kNm}$

Percepatan gravitasi  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$

Berat sendiri struktur atas  $P_{MS} \text{ (struktur atas)} = 2229,118 \text{ kN}$

Berat sendiri struktur bawah  $P_{MS} \text{ (struktur bawah)} = 5196,375 \text{ kN}$

Berat mati tambahan  $P_{MA} \text{ (mati tambahan)} = 308 \text{ kN kN}$

Berat total struktur  $WTP = WT = P_{MS} \text{ (atas)} + P_{MS} \text{ (bawah)} + P_{MA}$   
 $= 2229,118 + 5196,375 + 308$   
 $= 7733,493 \text{ kN}$

Waktu getar alami struktur  $T = 2\pi \times \sqrt{\frac{WTP}{q \times Kp}} = 0,152 \text{ detik}$

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3 geser dasar  $C = 0,18$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, maka faktor jenis struktur  $S = 1 \times F$  dengan  $F = 1,25 - 0,025 \times n$  dan  $F$  harus diambil  $> 1$

$F$  = faktor perangkaan

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

Untuk  $n = 1$  maka,

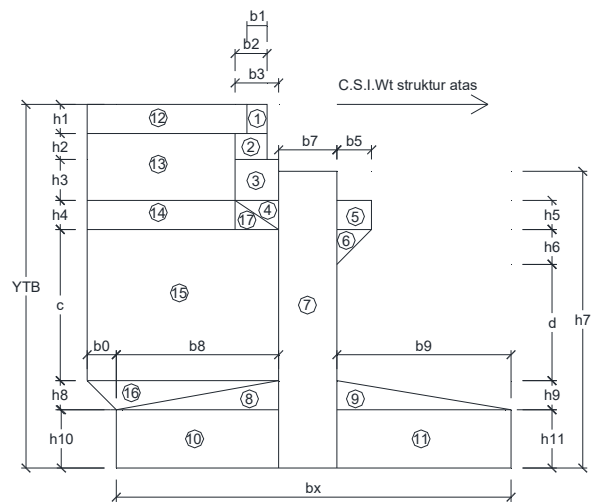
$$F = 1,25 - 0,025 \times n = 1,225$$

$$S = 1 \times F = 1,225$$

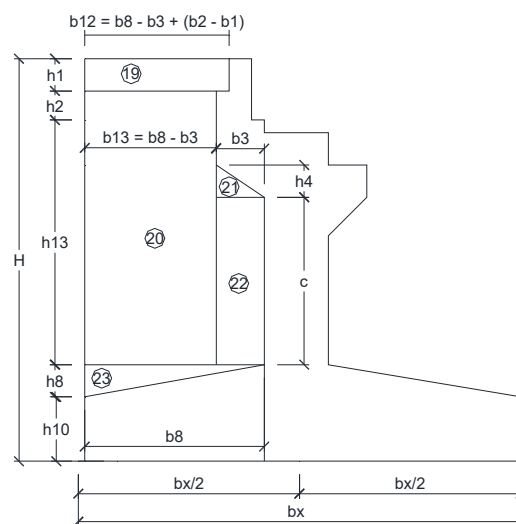
$$\text{Koefisien beban gempa horizontal } K_h = C \cdot S = 0,2205$$

$$\text{Kepentingan } I = 1,0$$

$$\text{Gaya gempa, } T_{EQ} = K_h \times I \times W_t = 1705,235$$



**Gambar 5.101 Gaya gempa**



**Gambar 5.102 Gaya gempa**

**Tabel 5.40 Data abutment**

Notasi	(m)	Notasi	(m)
h1	0,50	h9	0,50
h2	0,65	h10	1,00
h3	0,50	h11	1,00
h4	0,50	c	2,60
h5	0,50	d	2,00
h6	0,60	h13	4,25
h7	5,10	H	6,25
h8	0,50		



**Tabel 5.41 Distribusi beban gempa pada *abutment***

No	Berat Wt (kN)	T <sub>EQ</sub> (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	M <sub>EQ</sub> (kN/m)
Struktur atas					
PMS	2229,118	491,521	Y=H	6,250	3072,003
PMA	308	69,914	Y=H	6,250	431,353
<i>Abutment</i>					
1	35,000	7,718	Y1=h10+h8+c+h4+h3+h2+(h1x0,5)	6,000	46,305
2	71,500	15,766	Y2= h10+h8+c+h4+h3+(h2x0,5)	5,425	85,529
3	75,000	16,538	Y3= h10+h8+c+h4+(h3x0,5)	4,850	80,207
4	37,500	8,269	Y4= h10+h8+c+(h4x0,67)	4,435	36,672
5	60,000	13,230	Y5= h11+h9+d+h6+(h5x0,5)	4,350	57,551
6	30,000	6,615	Y6= h11+h9+d+(h6x0,67)	3,902	25,812
7	1020,000	224,910	Y7=(0,5xh7)	2,550	573,521
8	140,000	30,870	Y8=h10+(0,33xh8)	1,165	35,964
9	150,000	33,075	Y9=h11+(0,33xh9)	1,165	38,532
10	560,000	123,480	Y10=(0,5xh10)	0,500	61,740
11	600,000	132,300	Y11=(0,5xh11)	0,500	66,150
Wingwall					
12	34,375	60,638	Y12=Y1	6,000	45,478
13	73,313	129,323	Y13=h10+h8+c+h4+(h3+h2x0,5)	5,175	83,657
14	31,875	56,228	Y14= h10+h8+c+(h4+x0,5)	4,350	30,574
15	214,500	378,378	Y15= h10+h8+( cx0,5)	2,800	132,432
16	20,625	36,383	Y16=h10+(h8x0,67)	1,335	6,071
17	4,688	8,269	Y17=h10+h8+c+(h4x0,33)	4,265	4,409
18	10,000	2,205	Y18=y7	2,475	45,478
Tanah					
19	180,000	39,690	Y19=H-(0,5xh1)	6,000	238,140
20	1394,000	307,377	Y20=h10+h8+(0,5xh13)	4,0875	1256,403
21	30,000	6,615	Y21=y17	4,265	28,213
22	312,000	68,796	Y22=h10+h8+(0,5xc)	2,800	192,629
23	112,000	24,696	Y23=h10+(0,67xh8)	1,335	32,969
	T <sub>EQ</sub> =	1705,235		M <sub>EQ</sub> =	6660,880

Letak titik lengkap gaya horizontal gempa  $Y_{EQ} = \frac{M_{EQ}}{T_{EQ}} = 3,906$

Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah Y)

$$\text{Tinggi } \textit{breast wall} \quad L_b = h_3 + h_4 + c = 3,60 \text{ m}$$

$$\text{Ukuran penampang } \textit{breast wall} \quad b = B_y = 8 \text{ m}$$

$$h = b/7 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Inersia penampang } \textit{breast wall} \quad I_c = \frac{1}{12} \times h \times b^3 = 60,75 \text{ m}^4$$

$$\text{Mutu beton} \quad f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas beton} \quad E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 27805,575 \text{ MPa}$$

$$E_c = 27805574,98 \text{ kPa}$$

$$\text{Nilai kekakuan} \quad k_p = \frac{3 \times E_c \times I_c}{L_b^3} = 108615527,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Percepatan gravitasi} \quad g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Berat sendiri struktur atas} \quad P_{MS} (\text{struktur atas}) = 2229,118 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah} \quad P_{MS} (\text{struktur bawah}) = 5196,375 \text{ kN}$$

$$\text{Berat mati tambahan} \quad P_{MA} (\text{mati tambahan}) = 308 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total struktur WTP} = W_T &= P_{MS} (\text{atas}) + P_{MS} (\text{bawah}) + P_{MA} \\ &= 2229,118 + 5196,375 + 308 \\ &= 7733,493 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Waktu getar alami struktur } T = 2\pi \times \sqrt{\frac{WTP}{g \times k_p}} = 0,0169 \text{ detik}$$

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3 geser dasar  $C = 0,18$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, maka faktor jenis struktur  $S = 1 \times F$  dengan  $F = 1,25 - 0,025 \times n$  dan  $F$  harus diambil  $> 1$

$F$  = faktor perangkaan

$n$  = jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

Untuk  $n = 1$  maka,

$$F = 1,25 - 0,025 \times n = 1,225$$

$$S = 1 \times F = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal  $K_h = C \cdot S = 0,2205$

Kepentingan  $I = 1,0$

Beban gempa arah melintang jembatan,

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t = 1705,235 \text{ kN}$$

Momen pada pondasi akibat beban gempa,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ} = 6660,649 \text{ kNm}$$

b) Tekanan tanah dinamis akibat gempa

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis ( $\Delta K\alpha_G$ )

Tekanan tanah dinamis,  $P = H_w \times W_s \times \Delta K\alpha_G$

$$H = 6,25 \text{ m}$$

$$B_y = 8 \text{ m}$$

$$K_h = 0,2205$$

$$\phi' = 0,2 = 18,345^\circ$$

$$K\alpha = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$= \tan^2\left(45^\circ - \frac{18,345}{2}\right)$$

$$= 0,5211$$

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\theta = \tan^{-1}(K_h) = 0,217$$

$$\cos^2(\phi - \theta) = 0,989$$

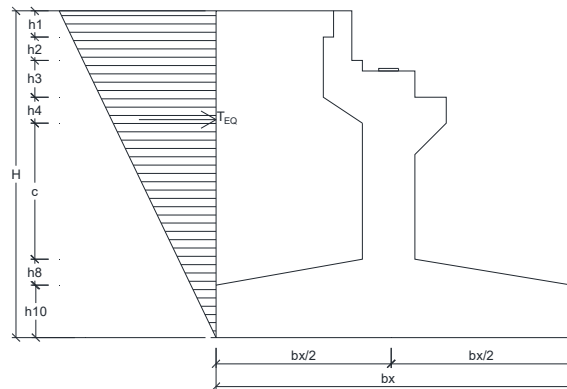
$$\cos^2\phi \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos\theta}} = 1,065$$

$$K\alpha_G = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\left[\cos^2\phi \left(1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos\theta}}\right)\right]} = 0,929$$

$$\Delta K\alpha_G = K\alpha_G - K\alpha = 0,408$$

Gaya gempa lateral,

$$T_{EQ} = 0,5 \times H^2 \times W_s \times \Delta K\alpha_G \times B_y = 1147,500 \text{ kN}$$



**Gambar 5.103 Gaya gempa lateral**

Lengan terhadap pondasi

$$Y_{EQ} = 0,67 \times H = 4,1875 \text{ m}$$

Momen akibat gempa

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ} = 4805,156 \text{ kNm}$$

10) Gesekan pada perletakan (FB)

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer  $\mu = 0,18$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.

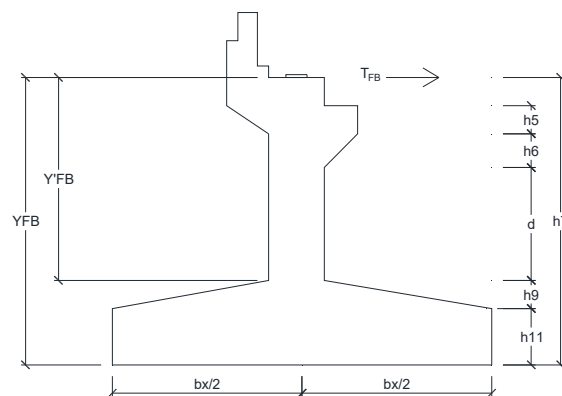
Reaksi *abutment* akibat :

Berat sendiri struktur atas,  $P_{MS} = 2229,118 \text{ kN}$

Berat mati tambahan,  $P_{MA} = 313 \text{ kN}$

Reaksi *abutment* akibat beban tetap,  $P_T = 2542,118 \text{ kN}$

Gaya gesek pada perletakan,  $T_{FB} = \mu \times P_T = 457,581 \text{ kN}$



**Gambar 5.104 Gaya gesek pada perletakan**

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pondasi, } Y_{FB} &= h7 = 5,1 \text{ m} \\ \text{Momen akibat gempa, } M_{FB} &= T_{FB} \times Y_{FB} = 2333,663 \text{ kNm} \\ \text{Lengan terhadap } breast \text{ wall, } Y'_{FB} &= h7-h9-h11 = 3,60 \text{ m} \\ \text{Momen pada } breast \text{ wall akibat gempa,} \\ M_{FB} &= T_{FB} \times Y'_{FB} = 1647,292 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tabel 5.42 Rekap beban kerja

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	MS	7425,493	-	-	-5732,274	-
2	Beban mati tambahan	MA	308	-	-	- 30,800	-
3	Tekanan tanah	TA	-	3212,582	-	6924,930	-
B	Beban lalu lintas						
4	Beban lajur D	TD	1234,182	-	-	-123,418	-
5	Beban pedestrian	TP	121,550	-	-	-12,160	-
6	Gaya rem	TB	-	250	-	1562,500	-
C	Aksi lingkungan						
7	Temperatur	ET	-	25,780	-	131,480	-
8	Angin	EW	26,320	-	81,150	-2,632	469,010
9	Beban gempa	EQ	-	1705,235	1705,235	6660,880	6660,649
10	Tekanan tanah dinamis	EQ	-	1147,500	-	4805,156	-
D	Aksi lainnya						
11	Gesekan		-	457,581	-	2333,663	-

**Tabel 5.43 Kombinasi 1 beban kerja**

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	7425,493	-	-	-5732,274	-
2	Beban mati tambahan	MA	308	-	-	- 30,800	-
3	Tekanan tanah	TA	-	3212,582	-	6924,930	-
4	Beban lajur D	TD	1234,182	-	-	-123,418	-
5	Beban pedestrian	TP	121,550	-	-	-12,160	-
6	Gaya rem	TB	-	-	-	-	-
7	Temperatur	ET	-	-	-	-	-
8	Angin	EW	-	-	-	-	-
9	Beban gempa	EQ	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	EQ	-	-	-	-	-
11	Gesekan		-	-	-	-	-
Jumlah			9089,225	3212,582	-	1026,278	-

**Tabel 5.44 Kombinasi 2 beban kerja**

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	7425,493	-	-	-5732,274	-
2	Beban mati tambahan	MA	308	-	-	- 30,800	-
3	Tekanan tanah	TA	-	3212,582	-	6924,930	-
4	Beban lajur D	TD	1234,182	-	-	-123,418	-
5	Beban pedestrian	TP	121,550	-	-	-12,160	-
6	Gaya rem	TB	-	-	-	1562,500	-
7	Temperatur	ET	-	-	-	-	-
8	Angin	EW	26,320	-	81,150	-2,632	469,010
9	Beban gempa	EQ	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	EQ	-	-	-	-	-
11	Gesekan		-	-	-	-	-
Jumlah			9115,545	3212,582	81,150	2586,146	469,010

**Tabel 5.45 Kombinasi 3 beban kerja**

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	7425,493	-	-	-5732,274	-
2	Beban mati tambahan	MA	308	-	-	- 30,800	-
3	Tekanan tanah	TA	-	3212,582	-	6924,930	-
4	Beban lajur D	TD	1234,182	-	-	-123,418	-
5	Beban pedestrian	TP	121,550	-	-	-12,160	-
6	Gaya rem	TB	-	-	-	1562,500	-
7	Temperatur	ET	-	-	-	-	-
8	Angin	EW	26,320	-	81,150	-2,632	469,010
9	Beban gempa	EQ	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	EQ	-	-	-	-	-
11	Gesekan		-	457,581	-	2333,663	-
Jumlah			9115,545	3670,163	81,150	4919,809	469,010

**Tabel 5.46 Kombinasi 4 beban kerja**

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	7425,493	-	-	-5732,274	-
2	Beban mati tambahan	MA	308	-	-	- 30,800	-
3	Tekanan tanah	TA	-	3212,582	-	6924,930	-
4	Beban lajur D	TD	1234,182	-	-	-123,418	-
5	Beban pedestrian	TP	121,550	-	-	-12,160	-
6	Gaya rem	TB	-	-	-	1562,500	-
7	Temperatur	ET	-	25,780	-	131,480	
8	Angin	EW	26,320	-	81,150	-2,632	469,010
9	Beban gempa	EQ	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	EQ	-	-	-	-	-
11	Gesekan		-	457,581	-	2333,663	-
Jumlah			9115,545	3695,943	81,150	5051,289	469,010

**Tabel 5.47 Kombinasi 5 beban kerja**

Rekap Beban Kerja		Arah	Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	7425,493	-	-	-5732,274	-
2	Beban mati tambahan	MA	308	-	-	- 30,800	-
3	Tekanan tanah	TA	-	-	-	-	-
4	Beban lajur D	TD	-	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	TP	-	-	-	-	-
6	Gaya rem	TB	-	-	-	-	-
7	Temperatur	ET	-	-	-	-	-
8	Angin	EW	-	-	-	-	-
9	Beban gempa	EQ	-	1706,338	1637,321	6667,771	6398,651
10	Tekanan tanah dinamis	EQ	-	1147,500	-	4805,156	-
11	Gesekan		-	-	-	-	-
Jumlah			7733,493	2852,735	1705,235	5702,962	6660,649

**Tabel 5.48 Rekap beban untuk perencanaan tegangan kerja**

No	Kombinasi beban	Tegangan berlebih	P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	0%	9089,225	3212,582	0,000	1026,278	0,000
2	Kombinasi 2	25%	9115,545	3212,582	81,150	2586,146	469,010
3	Kombinasi 3	40%	9115,545	3670,163	81,150	4919,809	469,010
4	Kombinasi 4	40%	9115,545	3695,943	81,150	5051,289	469,01
5	Kombinasi 5	50%	7733,493	2852,735	1705,235	5702,962	6660,649

b. Kontrol stabilitas guling

1) Stabilitas guling arah x

Perhitungan stabilitas guling *abutment* arah memanjang yaitu sumbu x dilakukan dengan cara menentukan terlebih dahulu titik x sebagai titik tinjauan guling *abutment*. Lengan momen penahan diukur dari titik



tinjauan guling terhadap pusat *pile cap*. Perhitungan momen penahan guling ( $M_{px}$ ) menggunakan rumus :

$$M_{px} = P \cdot \frac{1}{2}bx \cdot (1 + k)$$

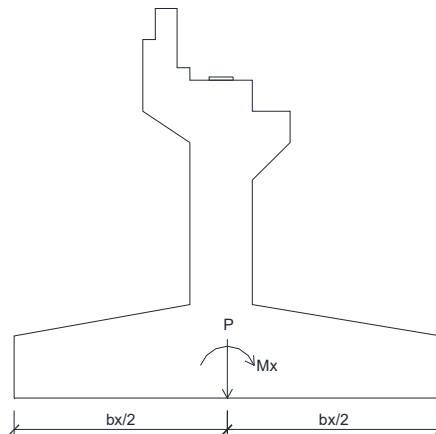
Keterangan :

$P$  = Total beban vertikal dari setiap kombinasi pembebanan (kN)

$\frac{1}{2}bx$  = Lengan momen penahan guling *abutment*

$k$  = tegangan kerja (%)

$$SF = \frac{M_{px}}{M_x} \geq 3$$



**Gambar 5.105 Stabilitas guling arah x**

**Tabel 5.49 Stabilitas guling arah x**

No	Kombinasi beban	Tegangan berlebih	P	Mx	Mpx	SF	Ket.
			(kN)	(kNm)	(kN)		
1	Kombinasi 1	0%	9089,225	1026,278	30903,365	30,112	> 3 (aman)
2	Kombinasi 2	25%	9115,545	2586,146	38741,066	14,980	> 3 (aman)
3	Kombinasi 3	40%	9115,545	4919,809	43389,994	8,819	> 3 (aman)
4	Kombinasi 4	40%	9115,545	5051,289	43389,994	8,590	> 3 (aman)
5	Kombinasi 5	50%	7733,493	5702,962	39440,814	6,916	> 3 (aman)

## 2) Stabilitas guling arah y

Perhitungan stabilitas guling *abutment* arah melintang yaitu sumbu y dilakukan dengan cara menentukan terlebih dahulu titik y sebagai titik

tinjauan guling *abutment*. Lengan momen penahan diukur dari titik tinjauan guling terhadap pusat *pile cap*. Perhitungan momen penahan guling ( $M_{py}$ ) menggunakan rumus :

$$M_{py} = P \cdot \frac{1}{2} b_y \cdot (1 + k)$$

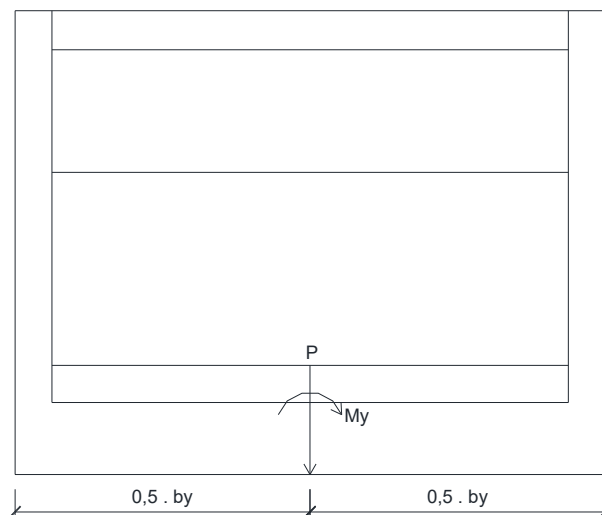
Keterangan :

$P$  = Total beban vertikal dari setiap kombinasi pembebanan (kN)

$\frac{1}{2} b_y$  = Lengan momen penahan guling *abutment*

$k$  = tegangan kerja (%)

$$SF = \frac{M_{py}}{M_y} \geq 3$$



**Gambar 5.106 Stabilitas guling arah y**

**Tabel 5.50 Stabilitas guling arah y**

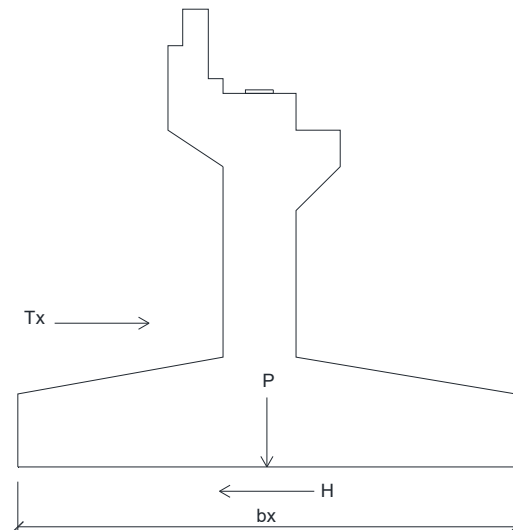
No	Kombinasi beban	Tegangan berlebih	P	$M_y$	$M_{py}$	$SF$	Ket.
			(kN)	(kNm)	(kN)		
1	Kombinasi 1	0%	9089,225	0,000	36356,900		
2	Kombinasi 2	25%	9115,545	469,010	45577,725	97,179	> 3 (aman)
3	Kombinasi 3	40%	9115,545	469,010	51047,052	108,840	> 3 (aman)
4	Kombinasi 4	40%	9115,545	469,010	51047,052	108,840	> 3 (aman)
5	Kombinasi 5	50%	7733,493	6398,651	46400,958	6,966	> 3 (aman)

## c. Kontrol stabilitas geser

## 1) Stabilitas guling arah x

Parameter tanah dasar *pile cap*Sudut gesek  $\phi = 35^\circ$ Koehesi  $C = 15 \text{ kPa}$ Ukuran dasar *pile cap* : $B_x = 6,8 \text{ m}$  $B_y = 8 \text{ m}$  $K =$  persen kelebihan beban yang diijinkanGaya penahan geser  $H = (C \cdot B_x \cdot B_y + P \cdot \tan \phi)(1 + k) > 1,1$ 

$$SF = \frac{H}{T_x} \geq 1,1$$

**Gambar 5.107 Gaya geser arah x****Tabel 5.51 Stabilitas geser arah x**

No	Kombinasi beban	Tegangan berlebih	Tx	P	H	SF	Ket.
			(kN)	(kN)	(kNm)		
1	Kombinasi 1	0%	3212,582	9089,225	7180,344	2,235	> 1,1 (aman)
2	Kombinasi 2	25%	3212,582	9115,545	8998,467	2,801	> 1,1 (aman)
3	Kombinasi 3	40%	3670,163	9115,545	10078,283	2,746	> 1,1 (aman)
4	Kombinasi 4	40%	3695,943	9115,545	10078,283	2,727	> 1,1 (aman)
5	Kombinasi 5	50%	2852,735	7733,493	9346,575	3,276	> 1,1 (aman)

## 2) Stabilitas guling arah y

Parameter tanah dasar *pile cap*

Sudut gesek  $\phi = 35^\circ$

Kohesi C = 15 kPa

Ukuran dasar *pile cap* :

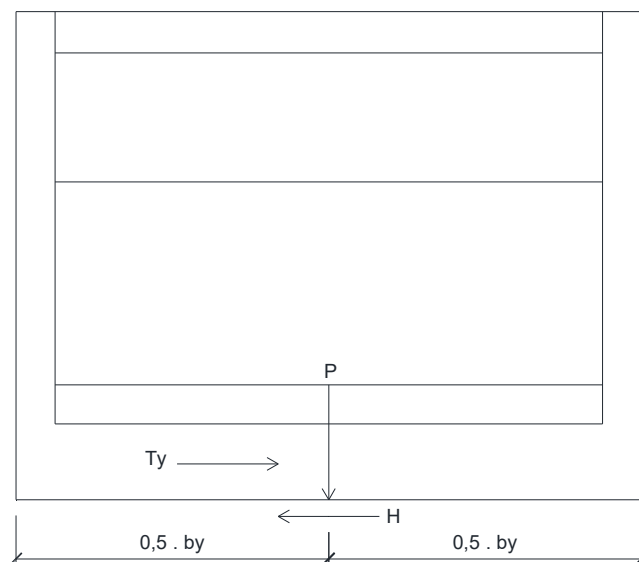
Bx = 6,8 m

By = 8 m

K = persen kelebihan beban yang diijinkan

Gaya penahan geser  $H = (C \cdot B_x \cdot B_y + P \cdot \tan \phi)(1 + k) > 1,1$

$$SF = \frac{H}{T_y} \geq 1,1$$



**Gambar 5.108 Gaya geser arah y**

**Tabel 5.52 Stabilitas geser arah y**

No	Kombinasi beban	Tegangan berlebih	Ty	P	H	SF	Ket.
			(kN)	(kN)	(kNm)		
1	Kombinasi 1	0%	0,000	9089,225	7180,344		
2	Kombinasi 2	25%	81,150	9115,545	8998,467	110,887	> 1,1 (aman)
3	Kombinasi 3	40%	81,150	9115,545	10078,283	124,193	> 1,1 (aman)
4	Kombinasi 4	40%	81,150	9115,545	10078,283	124,193	> 1,1 (aman)
5	Kombinasi 5	50%	1705,235	7733,493	9346,575	5,481	> 1,1 (aman)

## d. Analisis beban ultimit

1) Beban *pile cap*Kombinasi beban ultimit *pile cap***Tabel 5.53 Beban kerja *pile cap***

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	7425,493	-	-	-5732,274	-
2	Beban mati tambahan	2,00	308	-	-	-30,8	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	3212,582	-	6924,930	-
4	Beban lajur D	2,00	1234,182	-	-	-123,418	-
5	Beban pedestrian	-	121,550	-	-	-12,160	-
6	Gaya rem	2,00	-	250	-	1562,500	-
7	Temperatur	1,20	-	25,780	-	131,480	-
8	Angin	1,20	26,320	-	81,150	-2,632	469,010
9	Beban gempa	-	-	1705,235	1705,235	6660,880	6660,649
10	Tekanan tanah dinamis	-	-	1147,500	-	4805,156	-
11	Gesekan	-	-	457,581	-	2333,663	-

**Tabel 5.54 Kombinasi 1 beban kerja *pile cap***

KOMBINASI 1							
No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	9653,141	-	-	-7451,956	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616	-	-	-61,6	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	8656,163	-
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-246,836	-
5	Beban pedestrian	-	-	-	-	-	-
6	Gaya rem	2,00	-	500	-	3125	-
7	Temperatur	1,20	-	30,936	-	157,776	-
8	Angin	1,20	31,584	-	97,380	-3,158	469,01
9	Beban gempa	-	-	-	-	-	-

**Tabel 5.55 Kombinasi 1 beban kerja *pile cap* (lanjutan)**

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
10	Tekanan tanah dinamis	-	-	-	-	-	-
11	Gesekan	-	-	-	-	-	-
Jumlah			12769,089	4546,664	97,380	4175,388	469,010

**Tabel 5.56 Kombinasi 2 beban kerja *pile cap***

KOMBINASI 2							
No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	9653,141	-	-	-7451,956	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616	-	-	-61,6	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	8656,163	-
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-246,836	-
5	Beban pedestrian	2,00	243,1	-	-	-24,32	-
6	Gaya rem	2,00	-	500	-	3125	-
7	Temperatur	1,20	-	30,936	-	157,776	-
8	Angin	-	-	-	-	-	-
9	Beban gempa	-	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	-	-	-	-	-	-
11	Gesekan	1,00	-	457,581	-	2333,663	-
Jumlah			12980,605	5004,245	0	6487,890	0

**Tabel 5.57 Kombinasi 3 beban kerja *pile cap***

KOMBINASI 3							
No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	9653,141	-	-	-7451,956	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616	-	-	-61,6	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	8656,163	-

**Tabel 5.58 Kombinasi 3 beban kerja *pile cap* (lanjutan)**

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-246,836	-
5	Beban pedestrian	-	-	-	-	-	-
6	Gaya rem	2,00	-	500	-	3125	-
7	Temperatur	-	-	-	-	-	-
8	Angin	1,20	31,584	-	97,38	-3,1584	469,010
9	Beban gempa	-	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	-	-	-	-	-	-
11	Gesekan	1,00	-	457,581	-	2333,663	-
Jumlah			12769,089	4510,432	97,38	3415,606	469,010

**Tabel 5.59 Kombinasi 4 beban kerja *pile cap***

KOMBINASI 4							
No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	9653,141	-	-	-7451,956	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616	-	-	-61,6	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,723	-	8656,163	-
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-246,836	-
5	Beban pedestrian	2,00	243,1	-	-	-24,32	-
6	Gaya rem	2,00	-	500	-	3125	-
7	Temperatur	1,20	-	30,936	-	157,776	-
8	Angin	1,20	31,584	-	97,380	-3,158	469,010
9	Beban gempa	-	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	-	-	-	-	-	-
11	Gesekan	-	-	-	-	-	-
Jumlah			13012,189	4546,664	97,380	4151,0680	469,010

**Tabel 5.60 Kombinasi 5 beban kerja *pile cap***

KOMBINASI 5							
No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	9653,141	-	-	-7451,956	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616	-	-	-61,6	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	8656,163	-
4	Beban lajur D	-	-	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	-	-	-	-	-	-
6	Gaya rem	-	-	-	-	-	-
7	Temperatur	-	-	-	-	-	-
8	Angin	-	-	-	-	-	-
9	Beban gempa	1,00	-	1705,235	1705,235	6660,880	6660,649
10	Tekanan tanah dinamis	1,00	-	1147,5	-	4805,156	-
11	Gesekan	-	-	-	-	-	-
Jumlah			10269,141	6868,463	1705,235	12608,642	6660,649

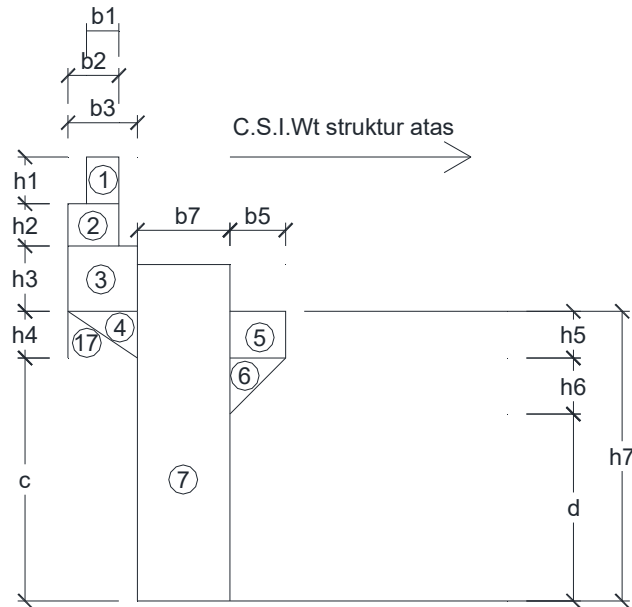
**Tabel 5.61 Rekap kombinasi beban ultimit *pile cap***

No	Kombinasi beban	P	Tx	Ty	Mx	My
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	12769,089	4546,664	97,380	4175,388	469,010
2	Kombinasi 2	12980,605	5004,245	0,000	6487,889	0,000
3	Kombinasi 3	12769,089	4510,432	97,380	3415,606	469,010
4	Kombinasi 4	13012,189	4546,664	97,380	4151,068	469,010
5	Kombinasi 5	10269,141	6868,463	1705,235	12608,642	6660,649



2) Beban *breast wall*

## a) Berat sendiri (MS)



Gambar 5.109 Gaya gempa

Tabel 5.62 Berat sendiri *breast wall* (MS)

No	Parameter berat bagian		Berat (kN)
	b	h	
1	0,35	0,50	35,000
2	0,55	0,65	71,500
3	0,75	0,50	75,000
4	0,75	0,50	37,500
5	0,60	0,50	60,000
6	0,60	0,50	30,000
7	1,00	5,10	1020,000
18	<i>Lateral back stop</i>		10,000
	Struktur atas		2229,118
	Pms =		3568,118

## b) Tekanan tanah (TA)

$$H' = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c$$

$$= 4,75 \text{ m}$$

$$\phi' = \tan^{-1} (K\phi^R \times \tan\phi)$$

$$= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 35)$$

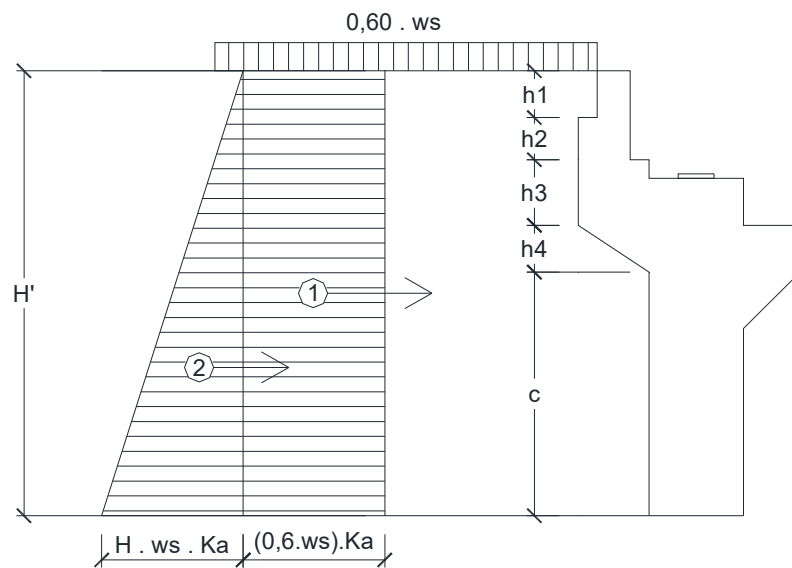
$$= 0,320$$

$$= 18,345^\circ$$

$$K\alpha = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{18,345}{2} \right)$$

$$= 0,5211$$



Gambar 5.110 Tekanan tanah

Tabel 5.63 Tekanan tanah

No.	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan terhadap O	Y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$T_{TA} = (0,6 \times W_s) \cdot H \cdot K_a \cdot B_y$	213,859	$Y = 0,5 H$	2,375	507,915
2	$T_{TA} = 0,5 \cdot H^2 \cdot W_s \cdot K_a \cdot B_y$	1693,054	$Y = 0,33 H$	1,568	2654,709
	$T_{TA} =$	3212,582		$M_{TA} =$	3162,624

## c) Beban gempa (EQ)

Beban gempa statik ekuivalen

$$c = 2,60 \text{ m}$$

$$H' = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 4,75 \text{ m}$$

$$h'7 = h_5 + h_6 + d = 3,10 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,50 \text{ m} \quad h_6 = 0,60 \text{ m}$$

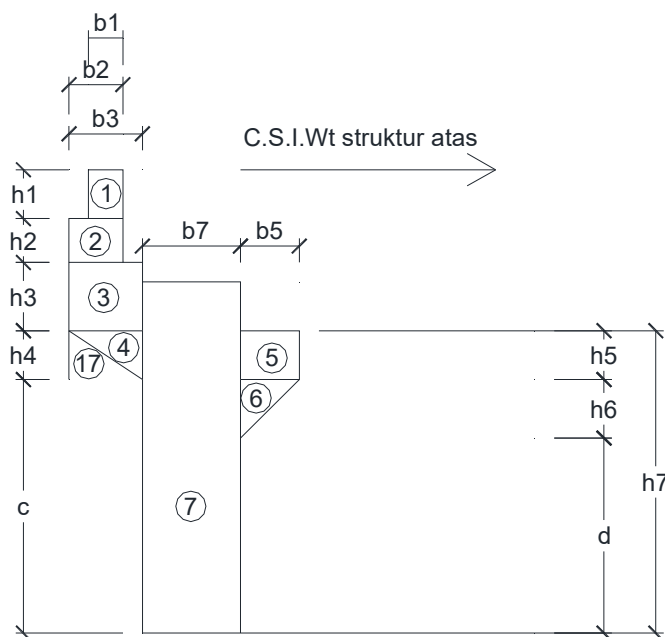
$$h_2 = 0,65 \text{ m} \quad d = 2,00 \text{ m}$$

$$h_3 = 0,50 \text{ m} \quad b_y = 8,00 \text{ m}$$

$$h_4 = 0,50 \text{ m} \quad b_7 = 1,00 \text{ m}$$

$$h_5 = 0,50 \text{ m} \quad W_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t = 0,2205 W_t$$



Gambar 5.111 Gaya gempa

Tabel 5.64 Beban gempa pada *breast wall*

No	Berat Wt (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	$M_{EQ}$ (kN/m)
Struktur atas					
PMS	3568,118	786,770	$Y=H'$	4,750	3737,158
PMA	308	67,914	$Y=H'$	4,750	322,592

**Tabel 5.65 Beban gempa pada *breast wall* (lanjutan)**

No	Berat Wt (kN)	T <sub>EQ</sub> (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	M <sub>EQ</sub> (kN/m)
<i>Breast wall</i>					
1	35,000	7,718	Y1=h10+h8+c+h4+h3+h2+(h1x0,5)	4,500	34,729
2	71,500	15,766	Y2=h10+h8+c+h4+h3+(h2x0,5)	3,925	61,881
3	75,000	16,538	Y3=h10+h8+c+h4+(h3x0,5)	3,350	55,401
4	37,500	8,269	Y4= h10+h8+c+(h4x0,67)	2,935	24,269
5	60,000	13,230	Y5=h11+h9+d+h6+(h5x0,5)	2,850	37,706
6	30,000	6,615	Y6=h11+h9+d+(h6x0,67)	2,402	15,889
7	1020,000	224,910	Y7=(0,5xh7)	0,300	67,473
	T <sub>EQ</sub> =	1147,729		M <sub>EQ</sub> =	4357,096

Beban gempa statk ekuivalen arah y (melintang jembatan) besarnya sama dengan beban gempa arah x (memanjang jembatan).

Tekanan tanah dinamis akibat gempa :

$$H' = h1 + h2 + h3 + h4 + c = 4,75 \text{ m}$$

$$H8 + h10 = 1,50 \text{ m}$$

$$By = 8,00 \text{ m}$$

$$Ws = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K\alpha_G = 0,408$$

**Tabel 5.66 Tekanan tanah dinamis akibat gempa**

No.	Gaya akibat tekanan tanah	T <sub>TA</sub> (kN)	Lengan terhadap O	Y (m)	M <sub>TA</sub> (kNm)
1	T <sub>TA</sub> = 0,5.H <sup>2</sup> .ws. ΔKα <sub>G</sub> .by	662,796	Y = 0,67 H	3,183	2109,680
2	T <sub>TA</sub> = (h8+h10).ws. ΔKα <sub>G</sub> .by	88,128	Y = 0,5 H	2,375	209,304
	T <sub>TA</sub> =	750,924		M <sub>TA</sub> =	2318,984

Beban ultimit *breast wall*

**Tabel 5.67 Rekap beban kerja *breast wall***

No	Aksi/beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	3568,118	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	308	-	-	-	-
3	Tekanan tanah	-	3212,582	-	3162,624	-
4	Beban lajur D	1234,182	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	121,550	-	-	-	-
6	Gaya rem	-	250	-	1562,5	-
7	Temperatur	-	25,780	-	92,810	-
8	Angin	26,320	-	81,150	-	348,030
9	Beban gempa	-	1147,729	1147,729	4357,096	4357,096
10	Tekanan tanah dinamis	-	750,924	-	2318,984	-
11	Gesekan	-	457,581	-	2333,663	-

**Tabel 5.68 Rekap beban ultimit *breast wall***

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	4638,553	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616,000	-	-	-	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	3953,280	-
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	2,00	243,100	-	-	-	-
6	Gaya rem	2,00	-	500,000	-	3125,000	-
7	Temperatur	1,20	-	30,936	-	111,372	-
8	Angin	1,20	31,584	-	97,380	-	417,636
9	Beban gempa	1,00	-	750,924	1147,729	4357,096	4357,096
10	Tekanan tanah dinamis	1,00	-	750,924	-	2318,984	-
11	Gesekan	1,30	-	594,855	-	3033,762	-

**Tabel 5.69 Kombinasi 1 beban ultimit *breast wall***

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	4638,553	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616,000	-	-	-	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	3953,280	-
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	2,00	-	-	-	-	-
6	Gaya rem	2,00	-	500,000	-	3125,000	-
7	Temperatur	1,20	-	30,936	-	111,372	-
8	Angin	1,20	31,584	-	97,380	-	417,636
9	Beban gempa	1,00	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	1,00	-	-	-	-	-
11	Gesekan	1,30	-	-	-	-	-
Jumlah			7754,501	4546,664	97,380	7189,652	417,636

**Tabel 5.70 Kombinasi 2 beban ultimit *breast wall***

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	4638,553	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616,000	-	-	-	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	3953,280	-
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	2,00	243,100	-	-	-	-
6	Gaya rem	2,00	-	500,000	-	3125,000	-
7	Temperatur	1,20	-	30,936	-	111,372	-
8	Angin	1,20	-	-	-	-	-
9	Beban gempa	1,00	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	1,00	-	-	-	-	-
11	Gesekan	1,30	-	594,855	-	3033,762	-
Jumlah			7966,017	5141,519	0,000	10223,414	0,000

**Tabel 5.71 Kombinasi 3 beban ultimit *breast wall***

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	4638,553	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616,000	-	-	-	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	3953,280	-
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	2,00	-	-	-	-	-
6	Gaya rem	2,00	-	500,000	-	3125,000	-
7	Temperatur	1,20	-	-	-	-	-
8	Angin	1,20	31,584	-	97,380	-	417,636
9	Beban gempa	1,00	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	1,00	-	-	-	-	-
11	Gesekan	1,30	-	594,855	-	3033,762	-
Jumlah			7754,501	5110,583	97,380	10112,042	417,636

**Tabel 5.72 Kombinasi 4 beban ultimit *breast wall***

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	4638,553	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616,000	-	-	-	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	3953,280	-
4	Beban lajur D	2,00	2468,364	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	2,00	243,100	-	-	-	-
6	Gaya rem	2,00	-	500,000	-	3125,000	-
7	Temperatur	1,20	-	30,936	-	111,372	-
8	Angin	1,20	31,584	-	97,380	-	417,636
9	Beban gempa	1,00	-	-	-	-	-
10	Tekanan tanah dinamis	1,00	-	-	-	-	-
11	Gesekan	1,30	-	-	-	-	-
Jumlah			7997,601	4546,664	97,380	7189,652	417,636

**Tabel 5.73 Kombinasi 5 beban ultimit *breast wall***

No	Aksi/beban	Faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	4638,553	-	-	-	-
2	Beban mati tambahan	2,00	616,000	-	-	-	-
3	Tekanan tanah	1,25	-	4015,728	-	3953,280	-
4	Beban lajur D	2,00	-	-	-	-	-
5	Beban pedestrian	2,00	-	-	-	-	-
6	Gaya rem	2,00	-	-	-	-	-
7	Temperatur	1,20	-	-	-	-	-
8	Angin	1,20	-	-	-	-	-
9	Beban gempa	1,00	-	750,924	1147,729	4357,096	4357,096
10	Tekanan tanah dinamis	1,00	-	750,924	-	2318,984	-
11	Gesekan	1,30	-	-	-	-	-
Jumlah			5254,553	5517,576	1147,729	10629,360	4357,096

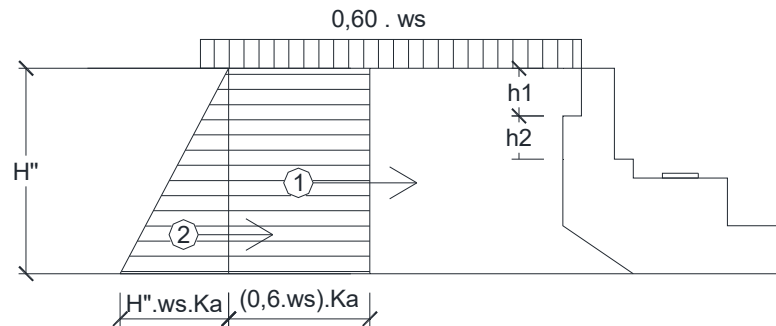
**Tabel 5.74 Rekap kombinasi beban ultimit *breast wall***

No	Kombinasi beban	P	Tux	Tuy	Mux	Muy
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	7754,501	4546,664	97,380	7189,652	417,636
2	Kombinasi 2	7966,017	5141,519	0,000	10223,414	0,000
3	Kombinasi 3	7754,501	5110,583	97,380	10112,042	417,636
4	Kombinasi 4	7997,601	4546,664	97,380	7189,652	417,636
5	Kombinasi 5	5254,553	5517,576	1147,729	10629,36	4357,096



## 3) Back wall

## a) Back wall bawah



Gambar 5.112 Tekanan tanah

## a. Tekanan tanah (TA)

$$\phi' = 0,320 \text{ rad}$$

$$K\alpha = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{18,345}{2} \right)$$

$$= 0,5211$$

$$H'' = h1 + h2 = 1,150 \text{ m}$$

$$By = 8,00 \text{ m}$$

$$Ws = 18 \text{ kN/m}^3$$

Tabel 5.75 Tekanan tanah

No.	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan terhadap O	Y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$0,6 . Ws . H''^2 . Ka . By$	59,543	$Y = 0,5 H$	0,575	34,237
2	$0,5 . Ws . H''^2 . Ka . By$	49,619	$Y = 0,33 H$	0,3795	18,830
	$T_{TA} =$	109,162		$M_{TA} =$	53,067

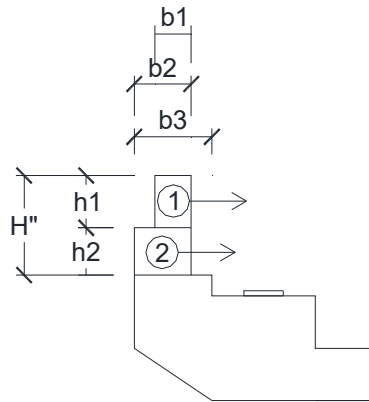
## i. Beban gempa statik ekuivalen

$$h1 = 0,50 \text{ m}$$

$$h2 = 0,65 \text{ m}$$

$$H'' = h1 + h2 = 1,150 \text{ m}$$

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t = 0,2205 W_t$$



**Gambar 5.113 Gaya gempa**

**Tabel 5.76 Beban gempa statik ekuivalen**

No	Berat $W_t$ (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Lengan terhadap titik O	Besar $y$ (m)	$M_{EQ}$ (kNm)
1	35,000	7,718	$Y=H'' - (0,5 \cdot h_1)$	0,900	6,946
2	71,500	15,766	$Y=(0,5 \cdot h_2)$	0,325	5,124
$T_{EQ} =$		23,484		$M_{EQ} =$	12,070

ii. Beban gempa tekanan dinamis (EQ)

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K \alpha_G = 0,408$$

$$B_y = 8,00 \text{ m}$$

$$H'' = h_1 + h_2 = 1,150 \text{ m}$$

$$H = 6,25 \text{ m}$$

**Tabel 5.77 Beban gempa tekanan tanah dinamis**

No.	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan terhadap O	$Y$ (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$0,5 \cdot H''^2 \cdot w_s \cdot \Delta K \alpha_G \cdot b_y$	38,850	$Y = 0,67 H$	0,770	29,915
2	$(H - H'') \cdot w_s \cdot \Delta K \alpha_G \cdot b_y$	229,635	$Y = 0,5 H$	0,575	132,040
$T_{EQ} =$		268,485		$M_{EQ} =$	161,955

iii. Beban ultimit *back wall* bawah

$$k = \text{faktor beban ultimit}$$

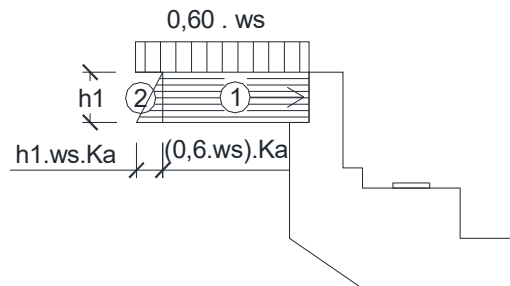
Gaya geser ultimit,  $V = k \cdot T$

Momen ultimit,  $M = k \cdot m$

**Tabel 5.78 Beban ultimit *back wall* bawah**

No	Jenis beban	Faktor beban	T (kN)	M (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	1,20	109,162	53,067	130,994	63,680
2	Gempa statik ekuivalen (EQ)	1,00	23,484	12,070	23,484	12,070
3	Gempa tekanan tanah dinamis (EQ)	1,00	268,485	161,955	268,485	161,955
Beban ultimit pada <i>back wall</i>					422,963	237,705

b) *Back wall* atas



**Gambar 5.114 Tekanan tanah**

i. Tekanan tanah (TA)

$$\phi' = 0,320 \text{ rad}$$

$$K\alpha = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{18,345}{2} \right)$$

$$= 0,5211$$

$$h1 = 0,50 \text{ m}$$

$$By = 8,00 \text{ m}$$

$$Ws = 18 \text{ kN/m}^3$$

**Tabel 5.79 Tekanan tanah**

No.	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan terhadap O	Y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$0,6.Ws.h1.Ka.By$	22,512	$Y = 0,5 h1$	0,250	5,628
2	$0,5.Ws.h1^2.Ka.By$	9,380	$Y = 0,33 h1$	0,167	1,567
	$T_{TA} =$	31,892		$M_{TA} =$	7,195

## ii. Beban gempa statik ekuivalen

$$h1 = 0,50 \text{ m}$$

$$T_{EQ} = Kh \cdot I \cdot Wt = 0,2205 Wt$$

**Tabel 5.80 Beban gempa statik ekuivalen**

No	Berat $Wt$ (kN)	$T_{EQ}$ (kN)	Lengan terhadap titik O	Besar y (m)	$M_{EQ}$ (kNm)
1	35,000	7,718	$Y=0,5 \cdot h1$	0,25	1,930
	$T_{EQ} =$	7,718		$M_{EQ} =$	1,930

## iii. Beban gempa tekanan dinamis (EQ)

$$Ws = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K\alpha_G = 0,408$$

$$By = 8,00 \text{ m}$$

$$h1 = 0,50 \text{ m}$$

$$H = 6,25 \text{ m}$$

**Tabel 5.81 Beban gempa tekanan tanah dinamis**

No.	Gaya akibat tekanan tanah	$T_{TA}$ (kN)	Lengan terhadap O	Y (m)	$M_{TA}$ (kNm)
1	$0,5.h1^2.ws. \Delta K\alpha_G.by$	7,344	$Y = 0,67 H$	0,335	2,460
2	$(H-h1).ws. \Delta K\alpha_G.by$	337,824	$Y = 0,5 H$	0,575	194,249
	$T_{EQ} =$	345,168		$M_{EQ} =$	196,709

iv. Beban ultimit *back wall* bawah

$$k = \text{faktor beban ultimit}$$

$$\text{Gaya geser ultimit, } V = k \cdot T$$

$$\text{Momen ultimit, } M = k \cdot m$$

**Tabel 5.82 Beban ultimit *back wall* atas**

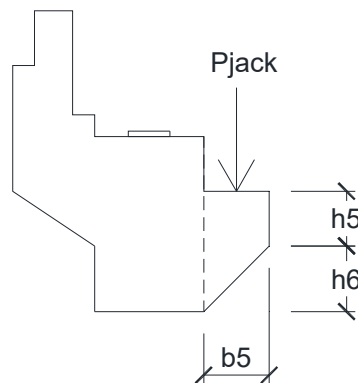
No	Jenis beban	Faktor beban	T (kN)	M (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	1,25	31,892	7,195	39,865	8,994
2	Gempa statik ekuivalen (EQ)	1,00	7,718	1,930	7,718	1,930
3	Gempa tekanan tanah dinamis (EQ)	1,00	345,168	196,709	345,168	196,709
Beban ultimit pada <i>back wall</i>					392,751	207,633

4) *Corbel*

Pada saat penggantian *bearing pad (elastomeric)*, *corbel* direncanakan mampu menahan *jacking force* yang terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu lintas.

Gaya geser pada *corbel*  $P_{jack} = P_{MS} + P_{MA} + P_{TD}$

Eksentrisitas  $e = (0,5 \cdot b_5) = 0,3$

**Gambar 5.115 *Corbel*****Tabel 5.83 Gaya geser dan momen ultimit *corbel***

No	Jenis beban	Faktor beban	P (kN)	Vu (kN)	e (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri	1,30	3568,118	4638,553	0,3	1391,566
2	Beban mati tambahan	2,00	308	616,000	0,3	184,800
3	Beban lajur "D"	2,00	1234,182	2468,364	0,3	740,509
Total =				7722,917		2316,875

5) *Wing wall*

Ukuran *wing wall* ekuivalen :

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 4,75 \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 3,3 \text{ m}$$

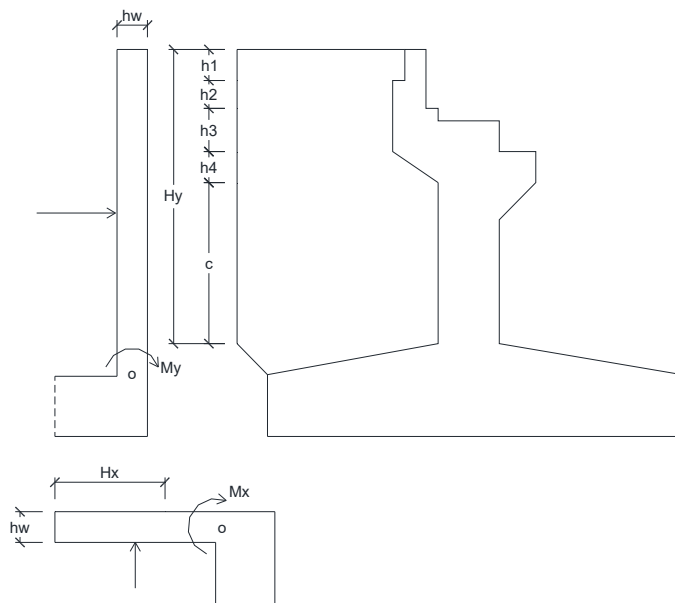
$$H_w = 0,5 \text{ m}$$

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

Plat *wing wall* dianalisis *two way slab* mengingat salah satu sisi vertikal atau horizontal terjepit pada *abutment*, sehingga terjadi momen pada jepitan yaitu  $M_x$  dan  $M_y$ .

$$M_x = \frac{1}{2} \times \text{Mjepit arah x}$$

$$M_y = \frac{1}{2} \times \text{Mjepit arah y}$$



**Gambar 5.116** *Wing wall*

## a) Tekanan tanah (TA)

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 4,75 \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 3,3 \text{ m}$$

$$\emptyset' = 0,320 \text{ rad}$$

$$K\alpha = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\emptyset'}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left( 45^\circ \frac{18,345}{2} \right)$$

$$= 0,5211$$

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

**Tabel 5.84 Tekanan tanah**

No.	Tekanan tanah	(kN)
1	$T_{TA} = 0,6 \cdot w_s \cdot H_x \cdot H_y \cdot K\alpha$	88,217
2	$T_{TA} = 0,5 \cdot H_y^2 \cdot H_x \cdot w_s \cdot K\alpha$	349,192

**Tabel 5.85 Gaya geser dan momen pada *wing wall* akibat tekanan tanah**

No.	$T_{TA}$ (kN)	Lengan	Y (m)	Lengan	x (m)	My (kNm)	Mx (kNm)
1	88,217	$Y=(0,5 \cdot H_y)$	2,375	$X=(0,5 \cdot H_x)$	1,650	209,515	145,558
2	349,192	$Y=(0,33 \cdot H_y)$	1,5675	$X=(0,33 \cdot H_x)$	1,089	547,358	380,270
Jml.	437,409					756,873	525,828

b) Beban gempa statik ekivalen pada *wingwall*

$$\text{Berat } wing \text{ wall, } W_t = H_y \cdot H_x \cdot h_w \cdot W_c = 195,938 \text{ kN}$$

Gaya horizontal gempa,

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t = 43,204 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan } x = (0,5 \cdot H_x) = 1,650 \text{ m}$$

$$\text{Lengan } y = (0,5 \cdot H_y) = 2,375 \text{ m}$$

$$\text{Momen } x = (0,5 \cdot T_{EQ} \cdot x) = 35,643 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen } y = (0,5 \cdot T_{EQ} \cdot y) = 51,305 \text{ kNm}$$

c) Tekanan tanah dinamis pada *wingwall*

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 4,75 \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 3,3 \text{ m}$$

$$W_s = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K\alpha_G = 0,408$$

$$h_8 + h_{10} = 1,50 \text{ m}$$

**Tabel 5.86 Tekanan tanah dinamis**

No.	Tekanan tanah dinamis	(kN)
1	$T_{EQ} = 0,5.Hy^2.Hx.ws.\Delta K\alpha_G$	273,403
2	$T_{EQ} = (h_8+h_{10}).Hx.ws.\Delta K\alpha_G$	36,353

**Tabel 5.87 Gaya geser dan momen pada *wing wall* akibat tekanan tanah**

No.	$T_{TA}$ (kN)	Lengan	Y (m)	Lengan	x (m)	My (kNm)	Mx (kNm)
1	273,403	$Y=(0,67.Hy)$	3,18	$X=(0,5.Hx)$	1,650	869,422	451,115
2	36,353	$Y=(0,50.Hy)$	2,375	$X=(0,5.Hx)$	1,650	86,338	59,982
Jml.	309,756					955,760	511,097

d) Beban ultimit *wing wall*

k = faktor beban ultimit

Gaya geser ultimit,  $V = k \cdot T$

Momen ultimit,  $M = k \cdot m$

**Tabel 5.88 Geser dan momen pada *wing wall***

No	Jenis beban	T (kN)	My (kNm)	Mx (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	437,409	756,873	525,828
2	Gempa statik ekivalen (EQ)	43,204	51,305	35,643
3	Gempa tekanan tanah dinamis (EQ)	309,756	955,760	511,097

**Tabel 5.89 Geser dan momen ultimit pada *wing wall***

No	Jenis beban	Faktor beban	$V_u$ (kN)	$M_{uy}$ (kNm)	$M_{ux}$ (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	1,25	546,761	946,091	657,285
2	Gempa statik ekivalen (EQ)	1,00	43,204	51,305	35,643
3	Gempa tekanan tanah dinamis (EQ)	1,00	309,756	955,760	511,097
Total =			899,721	1953,156	1204,025



e. Analisa pondasi *abutment*

Beban yang bekerja diterima *abutment* pada setiap kombinasi adalah sebagai berikut :

**Tabel 5.90 Rekap beban *abutment***

No	Kombinasi beban	P	Mx	My
		(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	9089,225	1026,278	0,000
2	Kombinasi 2	9115,545	2586,146	469,010
3	Kombinasi 3	9115,545	4919,809	469,010
4	Kombinasi 4	9115,545	5051,289	469,010
5	Kombinasi 5	7733,493	5702,962	6660,649

Gaya aksial yang menentukan,	P	= 9115,545 kN
Kedalaman sondir,	D	= 13,6 m
Nilai konus,	p	= 150 kg/cm <sup>2</sup>
Kedalaman pondasi pancang,	L	= 14 m
Total <i>friction</i> ,	C	= 540 kg/cm

Data tiang pancang :

Diameter tiang pancang	= 0,40 m
Panjang tiang pancang	= 14 m
Luas penampang tiang ( $1/4 \cdot \pi \cdot D^2$ )	= 1256 cm <sup>2</sup>
Keliling tiang pancang	= 125,6 cm

## 1) Kekuatan bahan tiang

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan tiang}} \times A_{\text{tiang}}$$

$$D = 40 \text{ cm}$$

Mutu beton K-500

$$\sigma_{\text{bk}} = \text{kekuatan beton karakteristik, } f_c' = 41,50 \text{ MPa (500 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{\text{bahan}} = \text{tegangan ijin bahan tiang} = 0,33 \times \sigma_{\text{bk}}$$

$$= 0,33 \times 500$$

$$= 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{tiang}} &= 165 \times 1256 \\
 &= 207240 \text{ kg} = 207,240 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

2) Daya dukung tanah

$$Q_t = \frac{p \times A}{3} + \frac{O \times C}{3}$$

Keterangan :

P = Nilai konus ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

A = Luas penampang tiang pancang ( $\text{cm}^2$ )

O = Keliling tiang pancang (cm)

C = Total nilai *friction* pada kedalaman 13,6 m = 540 kg/cm

$$\begin{aligned}
 Q_t &= \frac{150 \times 1256}{3} + \frac{125,6 \times 540}{3} \\
 &= 85408 \text{ kg} = 854,080 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat sendiri tiang pancang :

$$\begin{aligned}
 W_t &= A \times L \times W_c \\
 &= 1256 \times 14 \times 25 \\
 &= 43,9600 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban netto yang diperkenankan pada tiang,

$$\begin{aligned}
 N &= Q_t - W_t \\
 &= 854,080 - 43,960 \\
 &= 810,120 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kebutuhan tiang :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{N} \\
 &= \frac{9115,545}{810,120} \\
 &= 11,252 \text{ buah (diambil 12 buah tiang pancang)}
 \end{aligned}$$

Dicek dengan penggunaan tiang pancang sebanyak 12 buah dengan formasi 4 jalur 3 baris.

Kontrol tiang pancang grup :

Berdasarkan efisiensi tiang pancang grup persamaan *converse laberre*,

$$\eta = 1 - \left[ \frac{\theta}{90} \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right) \right]$$

Dengan,

m = Banyaknya baris, nx = 4 buah

n = Banyaknya baris, ny = 3 buah

Jarak antar tiang :

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

$$S < \frac{1,57 \times 0,4 \times 4 \times 3}{4 + 3 - 2} = 1,507 \text{ m ( dipakai jarak 1,50 m)}$$

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 1,5 \times d \\ &= 1,5 \times 40 \\ &= 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \frac{D}{S} \\ &= \tan^{-1} \frac{0,40}{1,50} \\ &= 14,931^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \left[ \frac{14,931}{90} \left( \frac{(3-1)4 + (4-1)3}{4 \times 3} \right) \right] \\ &= 0,765 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung tiang dalam kelompok } (\eta \times N) \\ &= 0,765 \times 810,120 \\ &= 619,742 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kebutuhan tiang dalam kelompok :

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{\eta \times N} \\ &= \frac{9115,545}{618,931} \\ &= 14,709 \text{ buah (diambil 16 buah tiang pancang)} \end{aligned}$$

Jumlah dalam satu baris arah sumbu y = 4

Jumlah dalam satu baris arah sumbu x = 4

Kontrol daya dukung tiang dalam kelompok

$$P_{\max} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times X \max}{n y \times \sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y \max}{n x \times \sum y^2}$$

Nilai tersebut harus lebih kecil dari  $(\eta \times N) = 618,931 \text{ kN}$

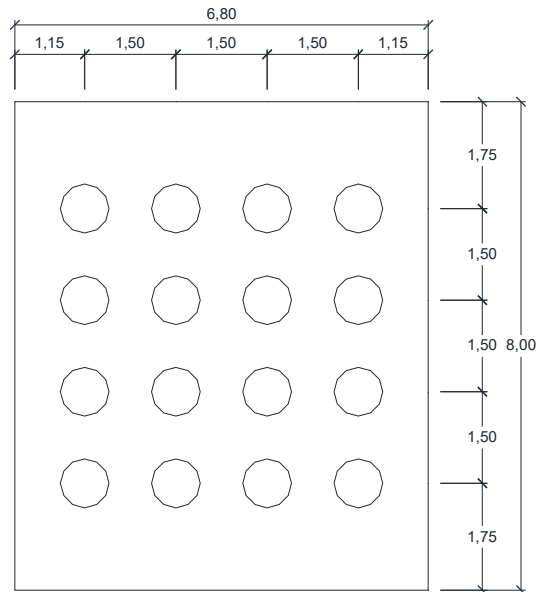
**Tabel 5.91 Jarak tinjau tiang pancang**

No	$X_i$ (m)	$n y$	$K_i + k_a$	$X_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$Y_i$	$n x$	Atas + bawah	$Y^2$ (m <sup>2</sup> )
1	0	1	1	0	0	6,8	1	0
2	1,50	8,00	2	1,25	1,75	6,8	2	3,063
3					3,25	6,8	2	10,563
4					4,75	6,8	2	22,563
5					6,25	6,8	2	39,063
$\sum X_i^2$				1,25	$\sum Y_i^2$			75,250
X max				1,50	Y max			6,25

**Tabel 5.92 Stabilitas *abutment***

No	Kombinasi beban	P	Mx	My	P max	$(\eta \times N)$
		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	
1	Kombinasi 1	9089,225	1026,278	0,000	580,528	618,931
2	Kombinasi 2	9115,545	2586,146	469,010	562,225	618,931
3	Kombinasi 3	9115,545	4919,809	469,010	590,729	618,931
4	Kombinasi 4	9115,545	5051,289	469,010	592,335	618,931
5	Kombinasi 5	7733,493	5702,962	6660,649	-2,054	618,931

Kesimpulan bahwa formasi dan jumlah tiang pancang tersebut aman untuk digunakan karena pada setiap formasi kombinasi pembebanan  $P_{\max} < (\eta \times N)$ .



**Gambar 5.117 Rencana formasi tiang pancang *abutment***

Pondasi *abutment* menggunakan sebanyak 16 buah tiang pancang dengan diameter 0,4 m setiap tiangnya.

3) Penulangan tiang pancang

a) Akibat pengangkatan 1 titik

$$M1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$R1 = \frac{1}{2} \cdot q (L - a) - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \cdot \frac{1}{L - a}$$

$$= \frac{q (L - a)}{2} - \frac{q \cdot a^2}{2 (L - a)}$$

$$= \frac{q \cdot L^2 - 2 \cdot a \cdot q}{2 (L - a)}$$

$$\text{Syarat } \frac{dMx}{dx} = 0$$

$$R1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R1}{q} = \frac{(L^2 - 2aL)}{2 (L - a)}$$

$$M_{\max} = R1 \frac{(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} - \frac{1}{2} q \frac{(L^2 - 2aL)^2}{2(L-a)}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{2} q \frac{(L^2 - 2aL)^2}{2(L-a)}$$

$$M1 = M2$$

$$\frac{1}{2} q \cdot a^2 = \frac{(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$2a^2 + 4aL - L^2 = 0 \rightarrow L = 14 \text{ m}$$

$$2a^2 + 4a \cdot 14 - 14^2 = 0$$

$$2a^2 + 56a - 196 = 0$$

$$a^2 + 28a - 98 = 0$$

$$a = \frac{-28 \pm \sqrt{(28^2) - (4 \cdot 1 \cdot (-98))}}{2 \cdot 1}$$

$$a = 3,146 \text{ m}$$

$$L = L - a = 14 - 3,146 = 10,854 \text{ m}$$

$$q_{\text{total}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot \gamma_{\text{beton}}$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 2400$$

$$= 301,593 \text{ kg/m}$$

$$M1 = M2 = M_{\max}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 301,593 \cdot 3,146^2$$

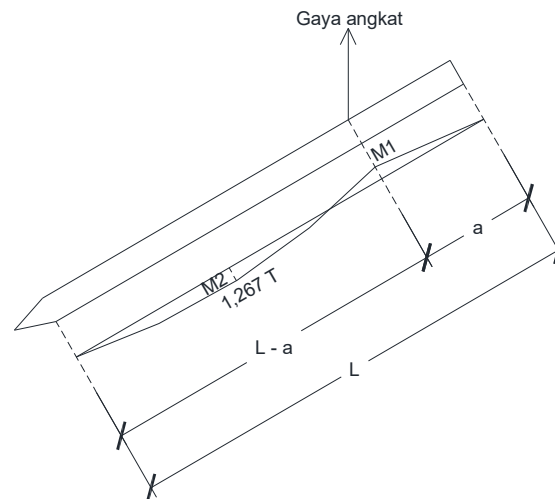
$$= 1492,481 \text{ kgm} = 1,492 \text{ Tm}$$

$$R1 = \frac{q \cdot L^2 - 2 \cdot a \cdot q}{2(L-a)}$$

$$= \frac{301,593 \cdot 14^2 - 2 \cdot 3,146 \cdot 301,593}{2(14 - 3,146)}$$

$$= 2635,646 \text{ kg} = 2,636 \text{ T}$$

$$\begin{aligned}
 R2 &= \frac{q \cdot L^2}{2(L-a)} \\
 &= \frac{301,593 \cdot 14^2}{2(14-3,146)} \\
 &= 2723,062 \text{ kgm} = 2,723 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.118 Pengangkatan tiang pancang dengan satu tumpuan**

b) Momen akibat pengangkatan 2 titik

$$M1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M2 = \frac{1}{8} \cdot q (L - a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M1 = M2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot q (L - a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$4a^2 + 4 \cdot a \cdot 14 - 14^2 = 0$$

$$4a^2 + 56a - 196 = 0$$

$$a^2 + 14a - 49 = 0$$

$$a = \frac{-14 \pm \sqrt{(14^2) - (4 \times 1 \times (-49))}}{2 \times 1}$$

$$= 2,899 \text{ m}$$

$$L' = L - (2 \cdot a)$$

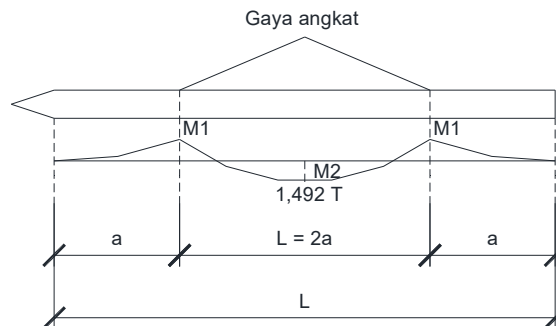
$$= 14 - (2 \cdot 2,899)$$

$$= 8,202 \text{ m}$$

$$M1 = M2 = M_{\max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 301,593 \cdot 2,899^2$$

$$= 1267,324 \text{ kg} = 1,267 \text{ T}$$



**Gambar 5.119 Pengangkatan tiang pancang dengan dua tumpuan**

Perhitungan tulangan berdasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik karena momen yang didapat dari 2 titik pengangkatan lebih kecil dari momen pengangkatan akibat 1 titik. Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik.

$$M_{\text{design}} = 1,5 \times M_{\max}$$

$$= 1,5 \times 1,492$$

$$= 2,238 \text{ Tm} = 21,947 \text{ kNm}$$

Direncanakan :

Beton,  $f_c' = 41,50 \text{ MPa}$  ( $500 \text{ kg/cm}^2$ ) atau K-500

Tulangan baja,  $f_y = 400 \text{ MPa}$

Diameter pancang,  $h = 400 \text{ mm}$

Tebal selimut beton,  $p = 100 \text{ mm}$

Diameter efektif,  $d = 400 - 100 - (0,5 \times 12) - 8$   
 $= 286 \text{ mm}$



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

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 100}{400} \cdot \frac{600}{600+400} \right] \\ &= 0,081 \end{aligned}$$

Tiang pancang berbentuk bulat, sehingga perhitungannya dikonfirmasi ke dalam bentuk bujur sangkar dengan :

$$b = 0,88$$

$$D = 0,88 \times 0,40 = 0,352$$

$$K = \frac{Mu}{\emptyset b d^2} = \frac{21,947 \times 10^6}{0,80 \times 352 \times 286^2} = 0,953$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{akt}} &= \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2,36 \times \frac{f_y^2}{f_c} \times K}}{1,18 \times \frac{f_y^2}{f_c}} \\ &= \frac{400 - \sqrt{400^2 - 2,36 \times \frac{400^2}{41,50} \times 0,953}}{1,18 \times \frac{400^2}{41,50}} \\ &= 0,0024 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{akt}} < \rho_{\min}$  sehingga digunakan  $\rho_{\min} = 0,0035$

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

$$= 0,0035 \times 352 \times 286$$

$$= 352,352 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 6Ø13 (796,4 mm<sup>2</sup>)

c) Kontrol terhadap tumbukan hammer

Menghitung daya dukung tiang :

$$Q_a = \frac{W_r \cdot H}{F(S+C)}$$

Dengan :

$Q_a$  = Kemampuan dukung tiang akibat tumbukan

$W_r$  = Berat *hammer* = 3,5 T

$H$  = Tinggi jatuh *hammer* = 1,5 m

S = *Final settlement* rata – rata = 2,5 cm = 0,025 m

C = konstanta empiris untuk *single ring* dan *double ring hammer*  
= 0,25 cm

F = Faktor keamanan = 3

Maka,

$$Q_a = \frac{3,5 \times 1,5}{3 (0,025 + 0,25)}$$

$$= 35 \text{ T}$$

d) Penulangan akibat tumbukan

Dipakai rumus *New Engineering Formula* :

$$P_u = \frac{eh \cdot W_r \cdot H}{S + C}$$

Dengan :

P<sub>u</sub> = Daya dukung tiang

eh = Efisiensi *hammer* = 0,85

H = Tinggi jatuh *hammer* = 1,5 m

S = *Final settlement* rata – rata = 2,5 cm = 0,025 m

Maka,

$$P_u = \frac{eh \cdot W_r \cdot H}{S + C}$$

$$= \frac{0,85 \times 3,5 \times 1,5}{0,025 + 0,25}$$

$$= 714 \text{ T} = 7001948 \text{ N}$$

Menurut SKSNI – T – 03 – 1991 pasal 3.3.3.5

Kuat tekan struktur :

$$P_{max} = 0,8 (0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + F_y A_{st})$$

$$7001948 = 0,8 (0,85 \cdot 41,50 \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 400^2 - A_{st}\right) + 400 \cdot A_{st})$$

$$7001948 = 3546229,787 + 291,78 A_{st}$$

$$A_{st} = 361,511 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 6Ø13 (796,4 mm<sup>2</sup>)

e) Kontrol geser

$$\begin{aligned}
 \tau b &= \frac{D \max}{0,9 x \frac{1}{4} x \pi x d^2} \\
 &= \frac{(-q \cdot a) + (\frac{1}{2} \cdot q \cdot L)}{0,9 x \frac{1}{4} x \pi x d^2} \\
 &= \frac{(301,593 x 2,899) + (\frac{1}{2} x 301,593 x 14)}{0,9 x \frac{1}{4} x \pi x 0,4^2} \\
 &= 26397,343 \text{ kg/m}^2 = 2,640 \text{ kg/cm}^2 \\
 \tau b \text{ ijin} &= 0,53 \cdot \sigma \rightarrow \sigma = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 0,53 \cdot 4000 \\
 &= 2120 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Karena  $\tau b < \tau b$  ijin maka tidak perlu tulangan geser, maka digunakan tulangan sengkang praktis yaitu tulangan spiral.

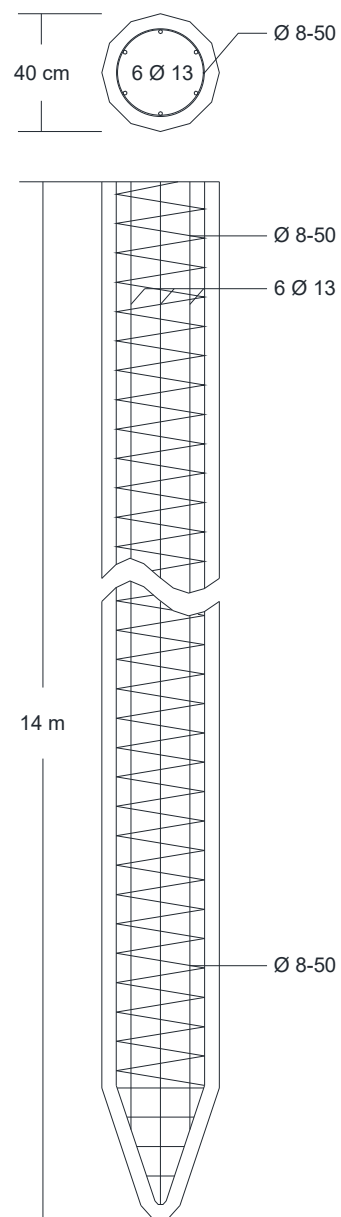
f) Penulangan spiral

Rasio penulangan spiral :

$$\begin{aligned}
 \rho_s &= 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) x \frac{f_c'}{f_y} \\
 &= 0,45 \left( \frac{\frac{1}{4} x \pi x 400^2}{\frac{1}{4} x \pi x 250^2} - 1 \right) x \frac{41,50}{400} \\
 &= 0,073 \\
 A_s &= 2 x \rho_s x A_c \\
 &= 2 x 0,073 x \frac{1}{4} x \pi x 250^2 = 7166,758 \text{ mm}^2 \\
 s &= \frac{(2 x A_{sp} x b)}{A_s} \\
 &= \frac{(2 x \frac{1}{4} x \pi x 10^2 x \pi x 400)}{7166,758} \\
 &= 27,543 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga dipakai tulangan Ø8 – 50

Sengkang dipakai Ø8 – 50

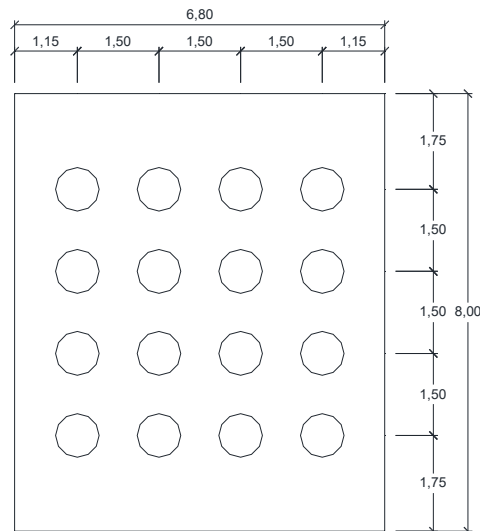


**Gambar 5.120** Sketsa penulangan tiang pancang *abutment*

## f. Penulangan

1) *Pile cap*

## a) Momen dan gaya geser akibat pembebanan

Gambar 5.121 Rencana formasi tiang pancang *abutment*

$$B_x = 6,80 \text{ m}$$

$$B_y = 8,00 \text{ m}$$

Luas penampang *pile cap* :

$$A = B_x \cdot B_y = 54,40 \text{ m}^2$$

Momen inersia penampang *pile cap* :

$$I_x = \frac{1}{2} \times b_y \times b_x^3 = 209,621 \text{ m}^4$$

Jarak serat terluar terhadap sumbu x (x) = 1,75 m

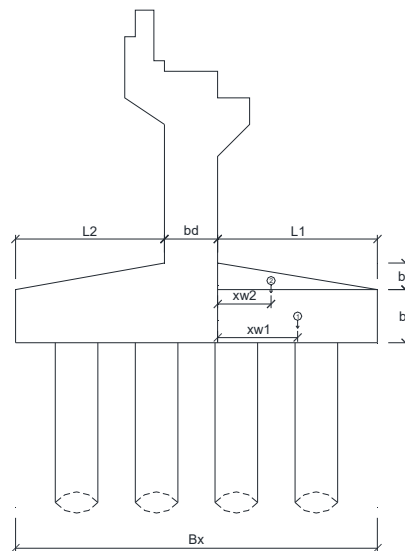
Tabel 5.93 Tegangan *pile cap*

No	Kombinasi beban	P	M <sub>x</sub>	$\sigma_{\max} = (P/A) + (M_x \cdot x / I_x)$	$\sigma_{\min} = (P/A) - (M_x \cdot x / I_x)$
		(kN)	(kNm)	(kNm <sup>2</sup> )	(kNm <sup>2</sup> )
1	Kombinasi 1	12769,089	4175,388	269,584	199,868
2	Kombinasi 2	12980,605	6487,889	292,778	184,451
3	Kombinasi 3	12769,089	3415,606	263,241	206,211
4	Kombinasi 4	13012,189	4151,068	273,849	204,540
5	Kombinasi 5	10269,141	12608,642	294,033	83,509

$$\begin{aligned} \text{Momen } ultimate \text{ akibat pembebanan (Mup)} &= \frac{1}{2} \times \sigma_{\max} \times b_9 \times b_9 \\ &= \frac{1}{2} \times 294,033 \times 3^2 \\ &= 1323,149 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser } ultimate \text{ akibat pembebanan (Vup)} &= \sigma_{\max} \times b_9 \\ &= 294,033 \times 3 \\ &= 882,099 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Momen dan gaya geser akibat berat sendiri



**Gambar 5.122 Berat dan momen pada *pile cap***

**Tabel 5.94 Berat dan momen pada *pile cap* akibat berat sendiri**

Kode	Parameter berat bagian beton				Volume (m <sup>3</sup> )	Berat (kN)	Lengan Xw (m)	Momen (kNm)
	b	h	Panjang	Shape				
W1	3	1	8	1	24	600	1,50	900
W2	3	0,5	8	0,5	6	150	1,00	150
					Vs =	750	Ms =	1050

$$\text{Faktor beban } ultimate \text{ (k)} = 1,3$$

$$\begin{aligned} \text{Momen } ultimate \text{ akibat berat sendiri (Mus)} &= k \times Ms \\ &= 1,3 \times 1050 \\ &= 1365 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser } \textit{ultimate} \text{ akibat berat sendiri (Vus)} &= k \times V_s \\ &= 1,3 \times 750 \\ &= 975 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Momen dan gaya geser *ultimate* rencana *pile cap*

$$\begin{aligned} \text{Momen } \textit{ultimate} \text{ rencana } \textit{pile cap} \text{ (Mur)} &= M_{us} - M_{up} \\ &= 1365 - 1323,149 \\ &= 41,851 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen } \textit{ultimate} \text{ rencana per meter lebar (Mu)} &= \frac{M_{ur}}{B_y} \\ &= \frac{41,851}{8} \\ &= 5,231 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser } \textit{ultimate} \text{ rencana } \textit{pile cap} \text{ (Vur)} &= V_{us} - V_{up} \\ &= 975 - 882,099 \\ &= 92,901 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Geser } \textit{ultimate} \text{ rencana } \textit{pile cap} \text{ per 1 m (Vur)} &= \frac{V_{ur}}{B_y} \\ &= \frac{92,901}{8} \\ &= 11,613 \text{ kN} \end{aligned}$$

d) Perhitungan tulangan *pile cap*

Tulangan lentur *pile cap*

$$\text{Momen rencana ultimit,} \quad M_u = 5,231 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton,} \quad f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja,} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap}, \quad h = h_t = 1600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,} \quad d' = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja,} \quad E_s = 200000$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton,} \quad \beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+400}$$

$$= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600+400}$$

$$= 0,033$$

$$R_{\max} = 0,75 \times \rho b \times f_y \left( 1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \right)$$

$$= 0,75 \times 0,033 \times 400 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,033 \times \frac{400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$= 7,978$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,80$

Tebal efektif *pile cap*,  $d = h - d' = 1600 - 100 = 1500 \text{ mm}$

Lebar *pile cap* yang ditinjau,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\text{Momen nominal rencana, } M_n = \frac{Mu}{\phi}$$

$$= \frac{5,231}{0,80}$$

$$= 6,539 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen, } R_n = \frac{Mu \times 10^{-6}}{b \times d^2}$$

$$= \frac{6,539 \times 10^{-6}}{0,1 \times 0,15^2}$$

$$= 0,0029$$

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

Rasio tulangan yang diperlukan :

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

$$= 0,85 \times \frac{30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,0029}{(0,85 \times 30)}} \right)$$

$$= 0,00000725$$

$$\text{Rasio tulangan minimum, } \rho_{\min} = 25 \% \times \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 25 \% \times \frac{1,4}{400}$$



$$\begin{aligned}
 &= 0,0008 \\
 \text{Rasio tulangan yang digunakan, } \rho &= 0,0008 \\
 \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0008 \times 1000 \times 1500 \\
 &= 1200 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, D22

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times \frac{1000}{1200} \\
 &= 316,778 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 – 300

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times \frac{1000}{300} \\
 &= 1267,109 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 1267,109 \\
 &= 633,555 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan digunakan D16

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{633,555} \\
 &= 317,355 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 300

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{300} \\
 &= 670,206 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan geser

Gaya geser ultimit,  $V_u = 11,613 \text{ kN}$

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

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1500 \\ &= 1369306,394 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u < \phi V_c$  menggunakan tulangan geser minimum

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser,  $V_s = V_u = 11613 \text{ N}$

Diameter tulangan yang digunakan D16 ambil jarak arah,  $Y = 300 \text{ mm}$

Luas tulangan geser,

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{300} \\ &= 670,206 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

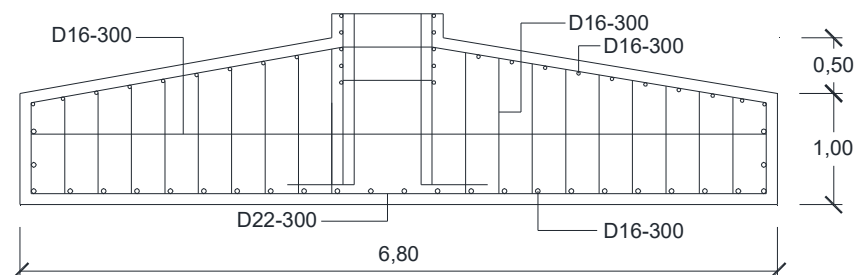
Jarak yang diperlukan (arah x) :

$$\begin{aligned} S_x &= A_v \times f_y \times \frac{d}{V_s} \\ &= 670,206 \times 400 \times \frac{1500}{11613} \\ &= 346,270 \text{ mm} \end{aligned}$$

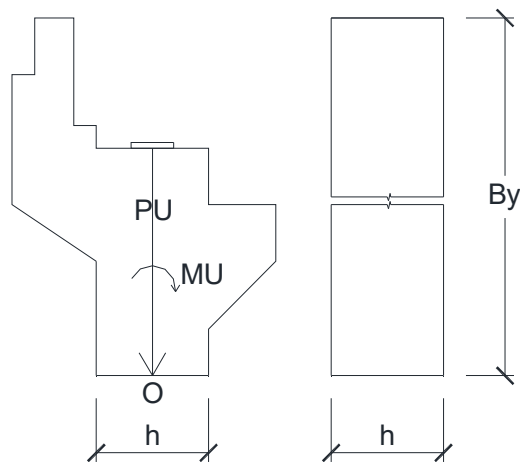
Digunakan tulangan D16

Jarak arah  $x = 300 \text{ mm}$

Jarak aray  $y = 300 \text{ mm}$



**Gambar 5.123** Sketsa penulangan *pile cap*

2) *Breast wall*Pembebanan *breast wall*Mutu beton,  $f_c' = 30 \text{ MPa}$ Mutu baja,  $f_y = 400 \text{ MPa}$ Dimensi *breast wall*,  $B_y = 8,00 \text{ m}$  $b_7 = 1,00 \text{ m}$ Ditinjau *breast wall* selebar 1 m,  $b = 1000 \text{ mm}$  $h = 1000 \text{ mm}$ **Gambar 5.124 Breast wall**Luas penampang *breast wall* yang ditinjau :

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h \\ &= 1000 \times 1000 \\ &= 1000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gaya aksial ultimit pada *breast wall*  $P_u$  (kN)

$$\phi \cdot P_n = P_u$$

$$\alpha = \frac{\phi \cdot P_n}{(f_c' \cdot A_g)} = \frac{P_u \cdot 10^3}{(f_c' \cdot A_g)}$$

Momen ultimit pada *breast wall*  $M_u$  (kNm)

$$\phi \cdot M_n = M_u$$

$$\beta = \frac{\phi \cdot M_n}{(f_c' \cdot A_g \cdot h)} = \frac{M_u \cdot 10^6}{(f_c' \cdot A_g \cdot h)}$$

**Tabel 5.95 Kombinasi beban ultimit**

No	Kombinasi beban	P	Mu	Pu (1 m)	Mu (1 m)	$\alpha$	$\beta$	$\rho$
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)			
1	Kombinasi 1	7754,501	7189,652	969,3126	898,707	0,032	0,030	1,0
2	Kombinasi 2	7966,017	10223,414	995,7521	1277,927	0,033	0,043	1,0
3	Kombinasi 3	7754,501	10112,042	969,3126	1264,005	0,032	0,042	1,0
4	Kombinasi 4	7997,601	7189,652	999,7001	898,707	0,033	0,030	1,0
5	Kombinasi 5	5254,553	10629,36	656,8191	1328,670	0,022	0,044	1,0

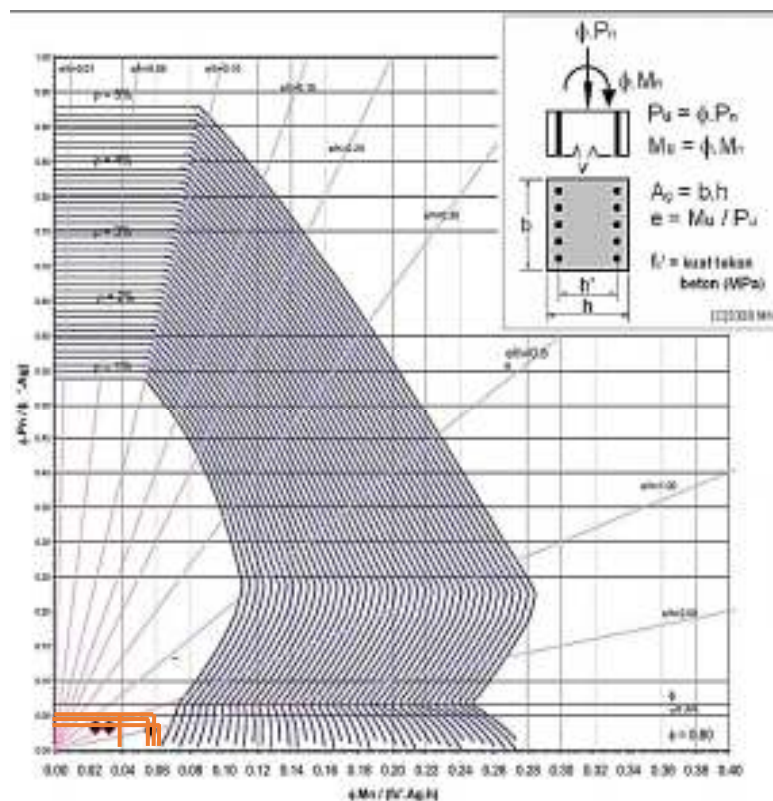
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 100 \text{ mm}$

$$d' = h - 2 \cdot d' = 800 \text{ mm}$$

$$h' / h = 0,80$$

Nilai  $\alpha = \frac{\phi \cdot P_n}{(f_c' \cdot A_g)}$  dan  $\beta = \frac{\phi \cdot M_n}{(f_c' \cdot A_g \cdot h)}$  dimasukkan ke dalam

diagram interaksi diperoleh,

**Gambar 5.125 Diagram interaksi**

Rasio tulangan yang diperlukan,  $\rho = 1\%$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s &= \rho \times b \times h \\ &= 0,01 \times 1000 \times 1000 \\ &= 10000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan  $D = 22 \text{ mm}$

Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik :

$$\begin{aligned} A_s \text{ tarik (2 lapis)} &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 10000 \\ &= 5000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{0,5 \cdot A_s} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times \frac{1000}{0,5 \cdot 5000} \\ &= 152,053 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan = 2 D22 – 150 mm

Tulangan tarik = 2 D22 – 150 mm

Tulangan geser *breast wall*

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

Gaya aksial ultimit rencana,  $P_u = 656,819 \text{ kN}$

Momen ultimit rencana,  $M_u = 1328,670 \text{ kNm}$

Kuat tekan beton,  $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Tegangan leleh baja,  $f_y = 400 \text{ MPa}$

Ditinjau dinding *abutment* selebar,  $b = 1000 \text{ mm}$

Gaya aksial ultimit,  $M_u = 1,33 \times 10^9 \text{ Nmm}$

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

Tinggi dinding *abutment*,  $L = 6250 \text{ mm}$

Tebal dinding *abutment*,  $h = 1000$

Luas tulangan longitudinal *abutment*,  $A_s = 10136,8 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 100 \text{ mm}$

$$\text{Gaya geser ultimit akibat momen, } V_u = \frac{Mu}{L} = 212800 \text{ N}$$

$$\text{Tebal efektif, } d = h - d' = 900 \text{ mm}$$

$$V_{\text{max}} = 0,2 \times f_c' \times b \times d = 5400000 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_{\text{max}} = 3240000 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1,4 - \frac{d}{2000} \\ &= 1,4 - \frac{900}{2000} \\ &= 0,95 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta_2 &= 1 - \frac{Pu}{(14 \cdot f_c' \cdot b \cdot d)} \\ &= 1 - \frac{656,819}{14 \cdot 30 \cdot 1000 \cdot 900} \\ &= 0,999 \end{aligned}$$

$$\beta_3 = 1$$

$$\text{Diambil } \beta_1 = 0,95$$

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \sqrt{\frac{A_s \cdot f_c'}{b \cdot d}} \\ &= 0,95 \times 0,999 \times 1 \times 1000 \times 900 \sqrt{\frac{10136,8 \cdot 30}{1000 \cdot 900}} \\ &= 496502,471 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= V_{uc} + 0,6 \times b \times d \\ &= 496502,471 + 0,6 \times 1000 \times 900 \\ &= 1036502,471 \end{aligned}$$

$$\Phi \cdot V_c = 0,6 \times 1036502,471 = 621901,483 \text{ N}$$

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga :

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} \\ &= \frac{212800}{0,6} \\ &= 354666,667 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang = D 16  
 jarak arah y

$$S_y = 300 \text{ mm}$$

Luas tulangan geser :

$$\begin{aligned} A_{sv} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{S_y} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{300} \\ &= 670,206 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

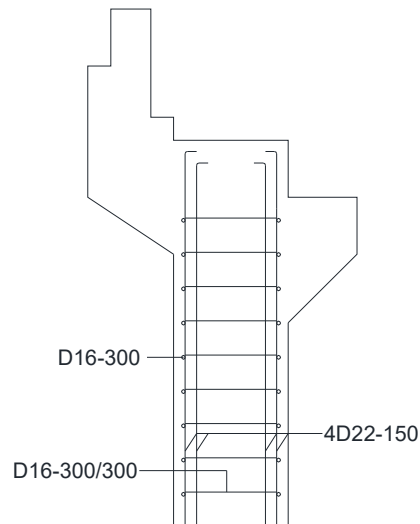
Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} S_x &= A_{sv} \times f_y \times \frac{d}{V_s} \\ &= 670,206 \times 400 \times \frac{900}{354666,667} \\ &= 697,997 \text{ mm} \end{aligned}$$

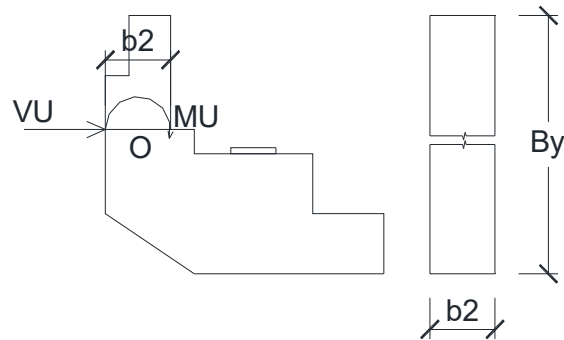
Digunakan tulangan geser D16

$$\text{Jarak arah x, } S_x = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak arah y, } S_y = 300 \text{ mm}$$



**Gambar 5.126** Sketsa penulangan *breast wall*

3) *Back wall*a) *Back wall* bawahGambar 5.127 *Back wall* bawah

Dimensi :

Tebal,  $h = b_2 = 0,55 \text{ m}$ Lebar,  $B_y = 8,00 \text{ m}$ Momen ultimit,  $M_u = 237,705 \text{ kN/m}$ Gaya geser ultimit,  $V_u = 422,963 \text{ kN}$ 

Ditinjau selebar 1 m, maka :

 $M_u = 29,713 \text{ kNm}$  $V_u = 52,870 \text{ kN}$ Tulangan lentur *back wall*Momen rencana ultimit,  $M_u = 29,713 \text{ kNm}$ Mutu beton,  $f_{c'} = 30 \text{ MPa}$ Mutu baja,  $f_y = 400 \text{ MPa}$ Tebal beton,  $h = 550 \text{ mm}$ Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 50 \text{ mm}$ Modulus elastisitas baja,  $E_s = 200000$ Faktor distribusi tegangan beton,  $\beta_1 = 0,85$ 

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600+400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$



Rasio tulangan yang diperlukan :

$$P = 0,0008$$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times h \\ &= 0,0008 \times 1000 \times 550 \\ &= 440 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan D16

Jarak tulangan yang digunakan :

$$\begin{aligned} S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{440} \\ &= 456,959 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan D16-300

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{300} \\ &= 670,206 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 670,206 \\ &= 335,103 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan D13

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s'} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{335,103} \\ &= 396,094 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13-300

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 442,441 \text{ mm}^2$$

Tulangan geser

Gaya geser ultimit,  $V_u = 52870 \text{ kN}$

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

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

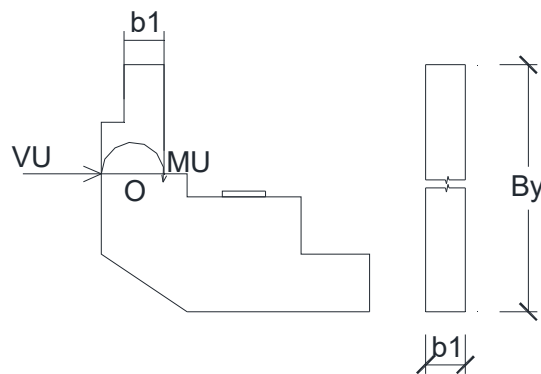
$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 500$$

$$= 456435,465 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,  $\phi V_c = 273861,279 \text{ N}$

$2 \cdot V_u < \phi V_c$  tidak perlu menggunakan tulangan geser

b) *Back wall* atas



**Gambar 5.128** *Back wall* atas

Dimensi :

Tebal,  $h = b_2 = 0,35 \text{ m}$

Lebar  $B_y = 8,00 \text{ m}$

Momen ultimit,  $M_u = 209,633 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimit,  $V_u = 392,751 \text{ kN}$

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$M_u = 25,954 \text{ kNm}$

$V_u = 49,094 \text{ kN}$

Tulangan lentur *back wall*

Momen rencana ultimit,  $M_u = 25,954 \text{ kNm}$

Mutu beton,  $f_c' = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja,  $f_y = 400 \text{ MPa}$

Tebal beton,  $h = 350 \text{ mm}$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,  $d' = 50 \text{ mm}$

Modulus elastisitas baja,  $E_s = 200000$

Faktor distribusi tegangan beton,  $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600+400} \\ &= 0,033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \left(1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}\right) \\ &= 0,75 \times 0,033 \times 400 \left(1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,033 \times \frac{400}{0,85 \times 30}\right) \\ &= 7,978\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,  $\phi = 0,80$

Tebal efektif *back wall*,  $d = h - d' = 350 - 50 = 300 \text{ mm}$

Lebar *back wall* yang ditinjau,  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{29,954}{0,80} \\ &= 37,443 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u \times 10^{-6}}{b \times d^2} \\ &= \frac{37,443 \times 10^{-6}}{0,1 \times 0,3^2} \\ &= 0,0042\end{aligned}$$

$R_n < R_{max}$  (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{R_n}{(0,85 \times f_c')}} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,0042}{(0,85 \times 30)}} \right) \\ &= 0,0000105\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Rasio tulangan minimum, } \rho_{\min} &= 25 \% \times \frac{1,4}{f_y} \\ &= 25 \% \times \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0008\end{aligned}$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan, } \rho = 0,0008$$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0008 \times 1000 \times 300 \\ &= 240 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, D13

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{240} \\ &= 553,051 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 300

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{300} \\ &= 442,441 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 442,441 \\ &= 221,220 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan digunakan D13

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{221,220}$$

$$= 600,001 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D13 – 300

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 442,441 \text{ mm}^2$$

Tulangan geser

Gaya geser ultimit,  $V_u = 49,094 \text{ kN}$

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

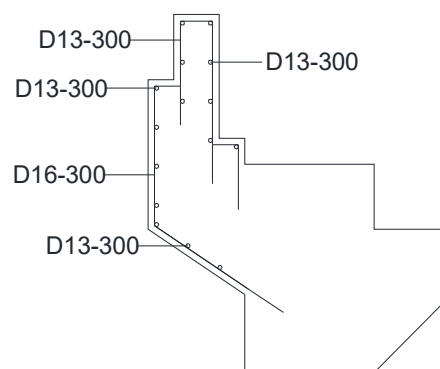
$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 300$$

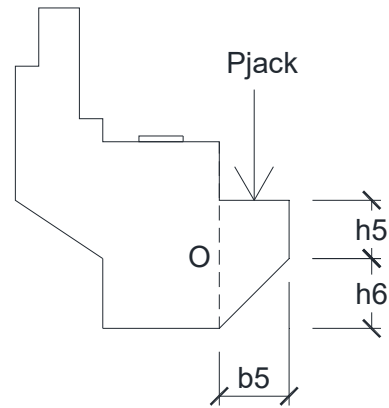
$$= 273861,279 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,  $\phi V_c = 164316,767 \text{ N}$

$2 \cdot V_u < \phi V_c$  tidak perlu menggunakan tulangan geser



**Gambar 5.129** Sketsa penulangan *back wall*

4) *Corbel*Gambar 5.130 *Corbel*

Dimensi :

Tebal,	$h = h_5 + h_6 = 1,10 \text{ m}$
Lebar	$B_y = 8,00 \text{ m}$
Eksentrisitas beban,	$e = 0,30$
Momen ultimit,	$M_u = 2316,875 \text{ kNm}$
Gaya geser ultimit,	$V_u = 7722,917 \text{ kN}$

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 289,609 \text{ kNm}$$

$$V_u = 965,365 \text{ kN}$$

Tulangan lentur *back wall*

$$\text{Momen rencana ultimit, } M_u = 289,609 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton, } f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal beton, } h = 1100 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja, } E_s = 200000$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

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

$$= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600+400}$$

$$= 0,033$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho b \times f_y \left( 1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \right)$$

$$= 0,75 \times 0,033 \times 400 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,033 \times \frac{400}{0,85 \times 30} \right)$$

$$= 7,978$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi$	= 0,80
Tebal efektif <i>back wall</i> ,	$d = h - d'$	= 1100 - 50 = 1050 mm
Lebar <i>back wall</i> yang ditinjau,	$b$	= 1000 mm
Momen nominal rencana,	$M_n$	= $\frac{Mu}{\phi}$
		= $\frac{289,609}{0,80}$
		= 362,011 kNm
Faktor tahanan momen,	$R_n$	= $\frac{Mu \times 10^{-6}}{b \times d^2}$
		= $\frac{289,609 \times 10^{-6}}{0,1 \times 1,05^2}$
		= 0,0026

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

Rasio tulangan yang diperlukan :

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

$$= 0,85 \times \frac{30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,0026}{(0,85 \times 30)}} \right)$$

$$= 0,0000065$$

Rasio tulangan minimum,	$\rho_{min}$	= 25 % x $\frac{1,4}{f_y}$
		= 25 % x $\frac{1,4}{400}$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0008 \\
 \text{Rasio tulangan yang digunakan, } \rho &= 0,0008 \\
 \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0008 \times 1000 \times \\
 1050 & \\
 &= 840 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, D19

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{840} \\
 &= 337,534 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 – 300

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{300} \\
 &= 945,096 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Untuk tulangan bagi diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 945,096 \\
 &= 472,548 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan digunakan D13

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{472,548} \\
 &= 280,886 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 150

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{150}
 \end{aligned}$$



$$= 884,882 \text{ mm}^2$$

Tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = 965,365 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,60$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1500 \\ &= 958514,476 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,  $\phi V_c = 575108,685 \text{ N}$

$\phi V_c < V_u$  maka diperlukan tulangan geser

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 965365 - 575108,685$$

$$V_s = 390256,315$$

Diameter tulangan yang digunakan, D13 ambil jarak arah Y = 300 mm

Luas tulangan geser :

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{300} \\ &= 442,441 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x)

$$\begin{aligned} S_x &= A_v \times f_y \times \frac{d}{V_s} \\ &= 442,441 \times 400 \times \frac{1050}{390256,315} \\ &= 476,162 \text{ mm} \end{aligned}$$

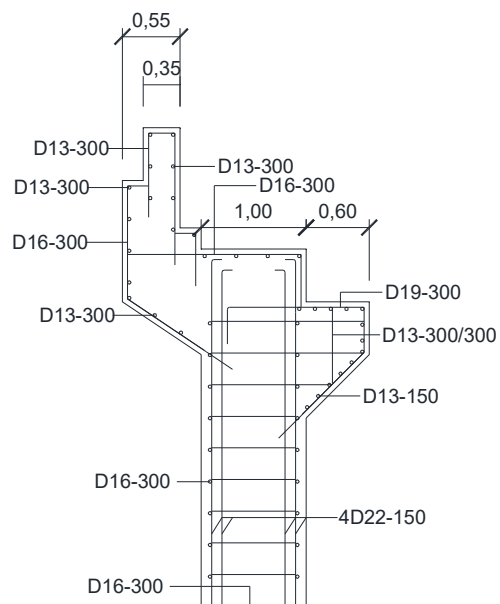
Digunakan tulangan D13

Jarak arah x = 300 mm

Jarak arah y = 300 mm



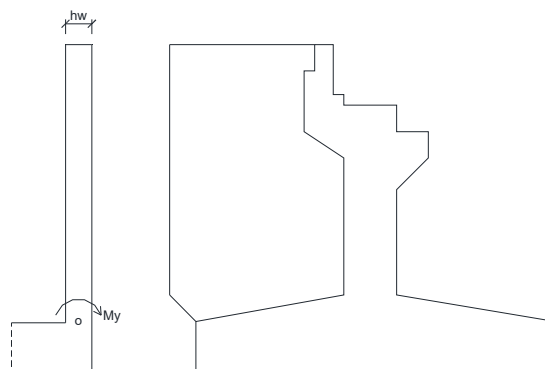
**Gambar 5.131** Sketsa penulangan *corbel*



**Gambar 5.132** Sketsa penulangan *breast wall, back wall dan corbel*

### 5) *Wing wall*

Tinjauan *wing wall* arah vertikal



**Gambar 5.133** *Wing wall*

Dimensi :

Tebal,	$h = h_w = 0,50 \text{ m}$
Lebar	$B_y = 8,00 \text{ m}$
Momen ultimit,	$M_u = 1204,025 \text{ kNm}$
Gaya geser ultimit,	$V_u = 899,721 \text{ kN}$

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$M_u$	$= 150,503 \text{ kNm}$
$V_u$	$= 112,465 \text{ kN}$

Tulangan lentur *wing wall*

Momen rencana ultimit,	$M_u = 150,503 \text{ kNm}$
Mutu beton,	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja,	$f_y = 400 \text{ MPa}$
Tebal beton,	$h = 500 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' = 50 \text{ mm}$
Modulus elastisitas baja,	$E_s = 200000$
Faktor distribusi tegangan beton,	$\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600+400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \left( 1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \right) \\ &= 0,75 \times 0,033 \times 400 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,033 \times \frac{400}{0,85 \times 30} \right) \\ &= 7,978 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi = 0,80$
Tebal efektif <i>wing wall</i> ,	$d = h - d' = 500 - 50 = 450 \text{ mm}$
Lebar <i>wing wall</i> yang ditinjau,	$b = 1000 \text{ mm}$
Momen nominal rencana,	$M_n = \frac{M_u}{\phi}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{150,503}{0,80} \\
 &= 188,129 \text{ kNm} \\
 \text{Faktor tahanan momen,} \quad R_n &= \frac{Mu \times 10^{-6}}{b \times d^2} \\
 &= \frac{150,503 \times 10^{-6}}{0,1 \times 0,45^2} \\
 &= 0,0074
 \end{aligned}$$

$R_n < R_{max}$  (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{R_n}{(0,85 \times f_c')}} \right) \\
 &= 0,85 \times \frac{30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,0074}{(0,85 \times 30)}} \right) \\
 &= 0,000019
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio tulangan minimum,} \quad \rho_{min} &= 25 \% \times \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 25 \% \times \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0008
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan,  $\rho = 0,0008$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan yang diperlukan,} \quad A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0008 \times 1000 \times 450 \\
 &= 360 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, D16

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan yang diperlukan,} \quad s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{360} \\
 &= 558,505 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 300

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 670,206 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan susut diambil 30% tulangan pokok

$$A_s' = 30\% \times A_s$$

$$= 30\% \times 670,206$$

$$= 201,062 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan digunakan D13

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

$$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{201,062}$$

$$= 660,156 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D13 – 300

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 442,441 \text{ mm}^2$$

Tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = 112,465 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,60$$

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

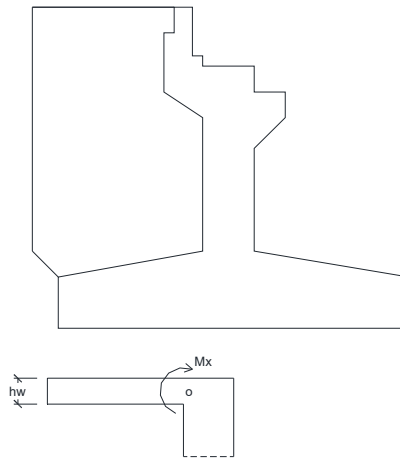
$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 450$$

$$= 410791,918 \text{ N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,  $\phi V_c = 246475,151$

$\phi V_c > V_u$  maka tidak diperlukan tulangan geser

Tinjauan *wing wall* arah horizontal



**Gambar 5.134 Tinjauan *wing wall* arah horizontal**

Dimensi :

Tebal,	$h = h_w = 0,50 \text{ m}$
Lebar	$B_y = 8,00 \text{ m}$
Momen ultimit,	$M_u = 1953,156 \text{ kNm}$
Gaya geser ultimit,	$V_u = 899,721 \text{ kN}$

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 244,145 \text{ kNm}$$

$$V_u = 112,465 \text{ kN}$$

Tulangan lentur *wing wall*

Momen rencana ultimit,	$M_u = 244,145 \text{ kNm}$
Mutu beton,	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja,	$f_y = 400 \text{ MPa}$
Tebal beton,	$h = 500 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton,	$d' = 50 \text{ mm}$
Modulus elastisitas baja,	$E_s = 200000$
Faktor distribusi tegangan beton,	$\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \\ &= 0,85 \times 0,85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{600+400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{\max} &= 0,75 \times \rho b \times f_y \left( 1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho b \times \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \right) \\
 &= 0,75 \times 0,033 \times 400 \left( 1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,033 \times \frac{400}{0,85 \times 30} \right) \\
 &= 7,978
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur,	$\phi$	= 0,80
Tebal efektif <i>wing wall</i> ,	$d = h - d'$	= 500 - 50 = 450 mm
Lebar <i>wing wall</i> yang ditinjau,	$b$	= 1000 mm
Momen nominal rencana,	$M_n$	= $\frac{M_u}{\phi}$
		= $\frac{244,145}{0,80}$
		= 305,181 kNm
Faktor tahanan momen,	$R_n$	= $\frac{M_u \times 10^{-6}}{b \times d^2}$
		= $\frac{244,145 \times 10^{-6}}{0,1 \times 0,45^2}$
		= 0,012

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

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{R_n}{(0,85 \times f_c')}} \right) \\
 &= 0,85 \times \frac{30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \frac{0,012}{(0,85 \times 30)}} \right) \\
 &= 0,000303
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,	$\rho_{\min}$	= 25 % x $\frac{1,4}{f_y}$
		= 25 % x $\frac{1,4}{400}$
		= 0,0008

Rasio tulangan yang digunakan,	$\rho$	= 0,0008
--------------------------------	--------	----------

Luas tulangan yang diperlukan,	$A_s$	= $\rho \times b \times d$
--------------------------------	-------	----------------------------

$$= 0,0008 \times 1000 \times 450$$

$$= 360 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, D16

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{As}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{360}$$

$$= 558,505 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16 – 300

$$As = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 670,206 \text{ mm}^2$$

Untuk tulangan susut diambil 30% tulangan pokok

$$As' = 30\% \times As$$

$$= 30\% \times 670,206$$

$$= 201,062 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan digunakan D13

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{As}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{201,062}$$

$$= 660,156 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D13 – 300

$$As = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{300}$$

$$= 442,441 \text{ mm}^2$$

Tulangan geser

Gaya geser ultimit, Vu = 112,465 kN

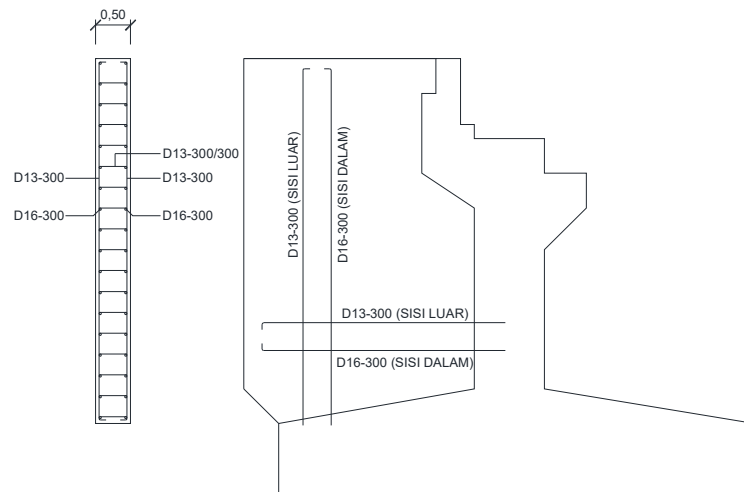
Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi$  = 0,60



$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 450 \\
 &= 410791,918 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,  $\phi V_c = 246475,151$

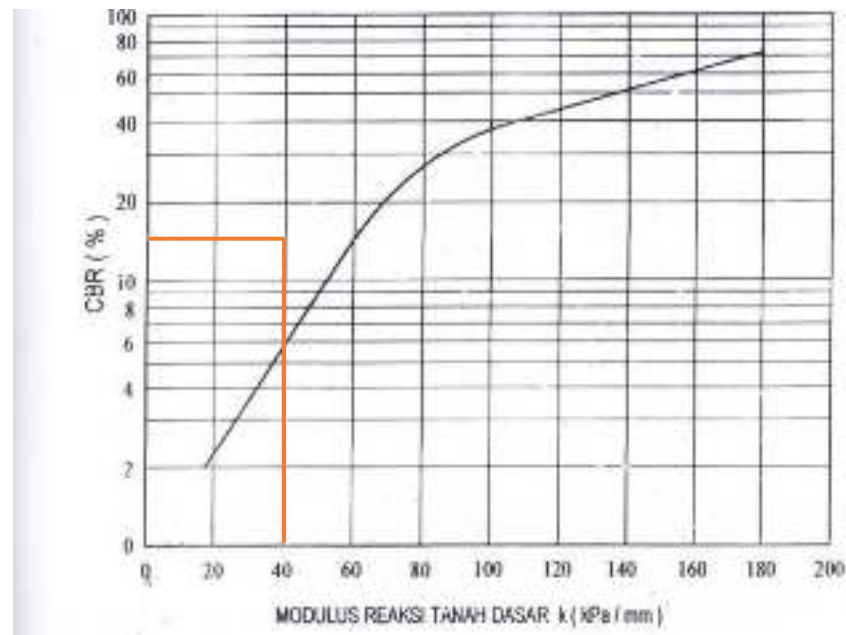
$\phi V_c > V_u$  maka tidak diperlukan tulangan geser



**Gambar 5.135** Sketsa penulangan *wing wall*

#### 6) Perhitungan plat injak (*approach slab*)

Plat injak yaitu suatu struktur plat dengan material beton bertulang yang digunakan untuk menghubungkan antara konstruksi jembatan dengan permukaan tanah jalan. Struktur ini terletak pada sisi luar *back wall abutment* dan di atas tanah timbunan oprit. Pada perencanaan ini nilai dari modulus reaksi tanah (ks) diasumsikan nilai CBR 15%. Hasil timbunan harus memenuhi nilai CBR dari perhitungan yang dapat dilihat pada Gambar 5.137

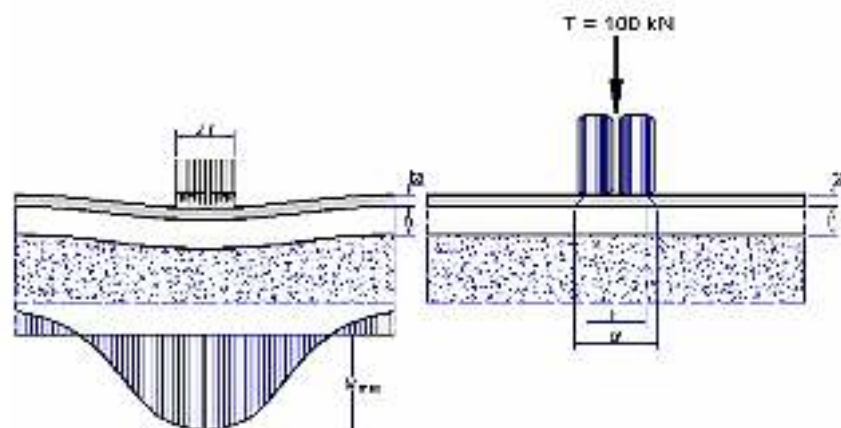


**Gambar 5.136 Korelasi hubungan antara nilai  $k$  dengan CBR**

$$\begin{aligned}
 \text{CBR} &= 15\% \\
 &= 60 \text{ kPa/mm} \\
 &= 0,060 \text{ Mpa/mm} \\
 &= 0,060 \text{ N/mm}^2/\text{m} \\
 &= 60000 \text{ kN/m}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Dari grafik di atas diperoleh nilai  $k_s = 60 \text{ kPa/mm} = 60000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$

a. Plat injak arah melintang jembatan



**Gambar 5.137 Pembebanan plat injak arah melintang jembatan**

## 1) Beban truk "T" (TT)

Faktor beban ultimit :  $K_{TT} = 2,0$

Beban hidup pada plat injak berupa beban roda oleh truk (beban T) yang besarnya,

$$T = 500 \text{ kN}$$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil,  $DLA = 0,3$

Beban truk "T"

$$T_{TT} = (1 + DLA) \cdot T = (1 + 0,3) \cdot 500 = 650 \text{ kN}$$

## 2) Momen pada plat injak

Tebal plat injak,  $h = 0,20 \text{ m}$

Tebal lapisan aspal,  $t_a = 0,05 \text{ m}$

Lebar bidang kontak roda truk,  $b = 0,50 \text{ m}$

$$b' = b + t_a = 0,50 + 0,05 = 0,55 \text{ m}$$

Mutu beton,  $f_c' = 30 \text{ MPa}$

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

$$M_{\max} = (T_{TT} \cdot 0,5) \cdot \left(1 - r \cdot \sqrt{\frac{2}{\lambda}}\right)^{0,6}$$

Dengan,

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

$\nu =$  angka *position ratio* = 0,20

$k_s =$  *standard modulus of soil reaction* = 60000 kN/m<sup>2</sup>/m

$E_c =$  modulus elastisitas beton = 20853548 kN/m<sup>2</sup>

$r =$  lebar penyebaran beban terpusat =  $0,5 \cdot b' = 0,275 \text{ m}$

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

$$\lambda = 0,7009166 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (T_{TT} \cdot 0,5) \cdot \left(1 - r \cdot \sqrt{\frac{2}{\lambda}}\right)^{0,6}$$

$$M_{\max} = (650 \cdot 0,5) \cdot (1 - 0,275 \cdot \sqrt{\frac{2}{0,7009166}})^{0,6}$$

$$M_{\max} = 296,236 \text{ kNm}$$

Momen ultimit plat injak arah melintang

$$M_u = K_{TT} \cdot M_{\max}$$

$$M_u = 2296,236$$

$$M_u = 592,471 \text{ kNm}$$

### 3) Penulangan plat injak arah melintang

$$\text{Momen rencana, } M_u = 592,471 \text{ kNm} = 592471468,017 \text{ Nmm}$$

$$\text{Mutu beton, } f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan, } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi plat efektif, } d = h - d' = 200 - 35 = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar plat yang ditinjau, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,80$$

Momen nominal

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{592471468,017}{0,8} \\ &= 740589335,021 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tahanan momen nominal

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{740589335,021}{1000 \cdot 165^2} \\ &= 27,2025 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} = 1,317$$

Tahanan momen maksimum,

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

$$\rho_b = 1,317 \times 0,85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{(600+400)}$$

$$\rho_b = 0,503$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot 0,503$$

$$\rho_{maks} = 0,0378$$

$$R_{maks} = \rho_{maks} \times f_y \times \left(1 - \frac{0,5 \times 0,0378 \times 400}{(0,85 \times 30)}\right)$$

$$R_{maks} = 0,0378 \times 400 \times \left(1 - \frac{0,5 \times 0,0378 \times 400}{(0,85 \times 30)}\right)$$

$$R_{maks} = 10,64$$

Rasio tulangan minimum :

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

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 165$$

$$A_s = 634,05 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan utama yang digunakan, D13

Jarak antar tulangan untuk lebar b = 1000 mm

$$S = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$S = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{634,05}$$

$$S = 209,23 \text{ mm}$$

Tulangan utama dipasang D13-200 mm

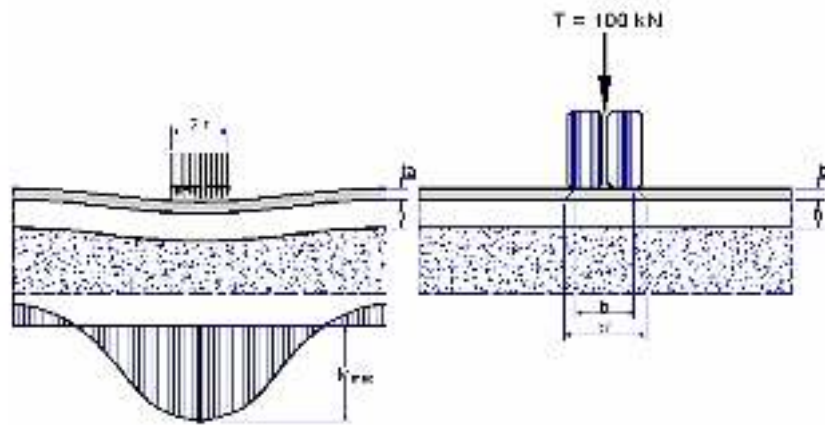
Luas tulangan terpasang

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{200}$$

$$A_s = 663,33 \text{ mm}^2$$

b. Plat injak arah memanjang jembatan



**Gambar 5.138 Pembebanan plat injak arah memanjang jembatan**

1) Beban truk "T" (TT)

Faktor beban ultimit :  $K_{TT} = 2,0$

Beban hidup pada plat injak berupa beban roda oleh truk (beban T) yang besarnya,

$$T = 500 \text{ kN}$$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil,  $DLA = 0,3$

Beban truk "T"

$$T_{TT} = (1 + DLA) \cdot T = (1 + 0,3) \cdot 500 = 650 \text{ kN}$$

2) Momen pada plat injak

Tebal plat injak,  $h = 0,20 \text{ m}$

Tebal lapisan aspal,  $t_a = 0,05 \text{ m}$

Lebar bidang kontak roda truk,  $b = 0,50 \text{ m}$

$$b' = b + t_a = 0,50 + 0,05 = 0,55 \text{ m}$$

Mutu beton,  $f_c' = 30 \text{ MPa}$

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

$$M_{\max} = (T_{TT} \cdot 0,5) \cdot \left(1 - \left(r \cdot \sqrt{\frac{2}{\lambda}}\right)^{0,6}\right)$$

Dengan,

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

$\nu$  = angka *position ratio* = 0,20

$ks$  = *standard modulus of soil reaction* = 60000 kN/m<sup>2</sup>/m

$Ec$  = modulus elastisitas beton = 20853548 kN/m<sup>2</sup>

$r$  = lebar penyebaran beban terpusat = 0,5 .  $b'$  = 0,275 m

maka,

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

$$\lambda = 0,7009166 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (T_{TT}.0,5) . \left( 1 - r . \sqrt{\frac{2}{\lambda}} \right)^{0,6}$$

$$M_{\max} = (650.0,5) . \left( 1 - 0,275 . \sqrt{\frac{2}{0,7009166}} \right)^{0,6}$$

$$M_{\max} = 296,236 \text{ kNm}$$

Momen ultimit plat injak arah melintang

$$M_u = K_{TT} . M_{\max}$$

$$M_u = 2296,236$$

$$M_u = 592,471 \text{ kNm}$$

### 3) Penulangan plat injak arah memanjang

$$\text{Momen rencana, } M_u = 592,471 \text{ kNm} = 592471468,017 \text{ Nmm}$$

$$\text{Mutu beton, } f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan, } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi plat efektif, } d = h - d' = 200 - 35 = 165 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar plat yang ditinjau, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,80$$

Momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{592471468,017}{0,8}$$

$$= 740589335,021 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen nominal

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{740589335,021}{1000 \cdot 165^2}$$

$$= 27,2025 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} = 1,317$$

Tahanan momen maksimum,

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

$$\rho_b = 1,317 \times 0,85 \times \frac{30}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)}$$

$$\rho_b = 0,503$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot 0,503$$

$$\rho_{maks} = 0,0378$$

$$R_{maks} = \rho_{maks} \times f_y \times \left( 1 - \frac{0,5 \times 0,0378 \times 400}{(0,85 \times 30)} \right)$$

$$R_{maks} = 0,0378 \times 400 \times \left( 1 - \frac{0,5 \times 0,0378 \times 400}{(0,85 \times 30)} \right)$$

$$R_{maks} = 10,64$$

Rasio tulangan minimum :

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

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 165$$

$$A_s = 634,05 \text{ mm}^2$$



Diameter tulangan utama yang digunakan, D13

Jarak antar tulangan untuk lebar  $b = 1000$  mm

$$S = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$S = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{634,05}$$

$$S = 209,23 \text{ mm}$$

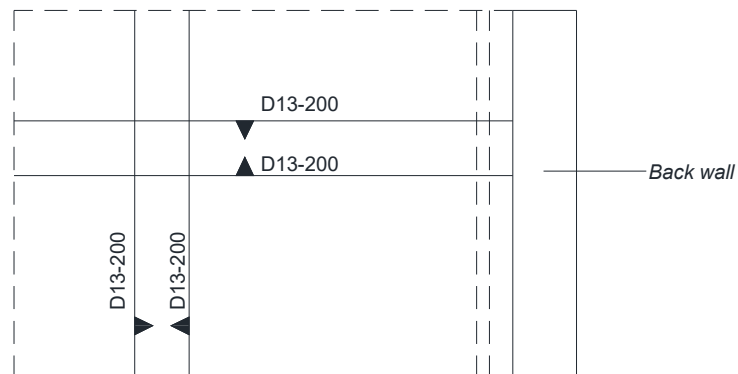
Tulangan utama dipasang D13-200 mm

Luas tulangan terpasang

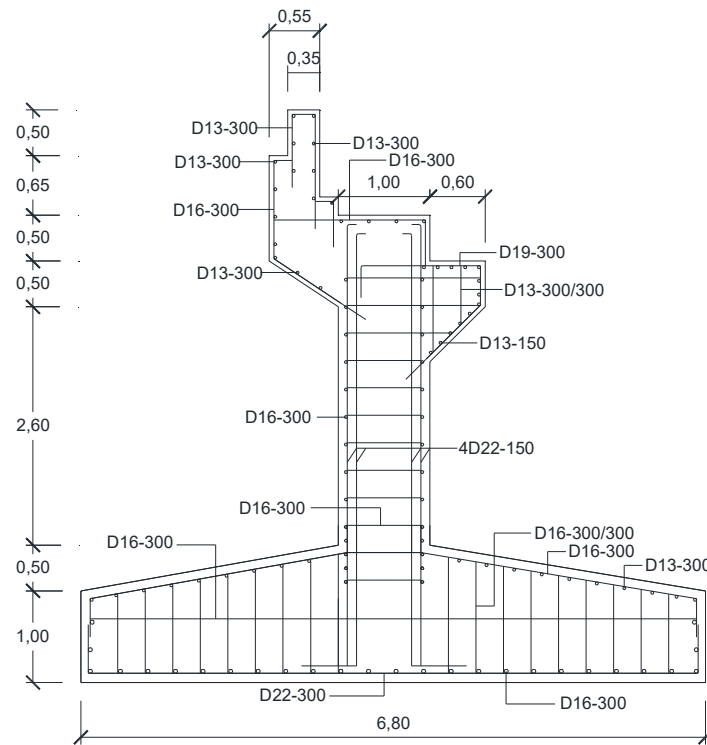
$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{200}$$

$$A_s = 663,33 \text{ mm}^2$$



**Gambar 5.139** Penulangan plat injak



**Gambar 5.140** Sketsa penulangan *abutment*