

---

**BAB V**  
**PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN**  
**RANGKA BAJA**

**5.1. DATA PERENCANAAN**

**5.1.1. Pokok – pokok Perencanaan**

Struktur jembatan yang berfungsi paling tepat untuk suatu lokasi tertentu adalah yang paling baik memenuhi pokok-pokok berikut :

- Kekuatan & stabilitas structural
- Kelayakan
- Keawetan
- Kemudahan pelaksanaan
- Ekonomis dapat disetujui
- Bentuk estetika

**5.1.2. Data Bangunan**

1. Bentang total jembatan : 3 x 60 m
2. Lebar jembatan : 9 m
3. Lebar lantai kendaraan : 7 m
4. Lebar trotoar : 2 x 1 m

- 
5. Mutu baja : BJ 44,  $f_u = 440$   
MPa,  $f_y = 290$  MPa
6. Sambungan : Baut
7. Mutu beton :  $f'_c = 35$  Mpa
8. Konstruksi atas
- a. Struktur atas : Rangka Baja
- Rangka utama : profil WF  
400.400.20.35 ,  $(q) = 283$  kg/m
  - Gelagar memanjang : profil WF  
500.200.10.16 ,  $(q) = 66$  kg/m
  - Gelagar melintang : profil WF  
800.300.14.26 ,  $(q) = 210$  kg/m
  - Gelagar melintang pada ikatan angin :  
profil WF 300.200.8.12 ,  $(q) = 56,8$  kg/m
  - Ikatan angin : profil L  
100.100.14 ,  $(q) = 20,6$  kg/m
  - Sandaran : pipa  $\varnothing 76,3$  mm (3  
inchi) ,  $(q) = 0,0504$  kN

---

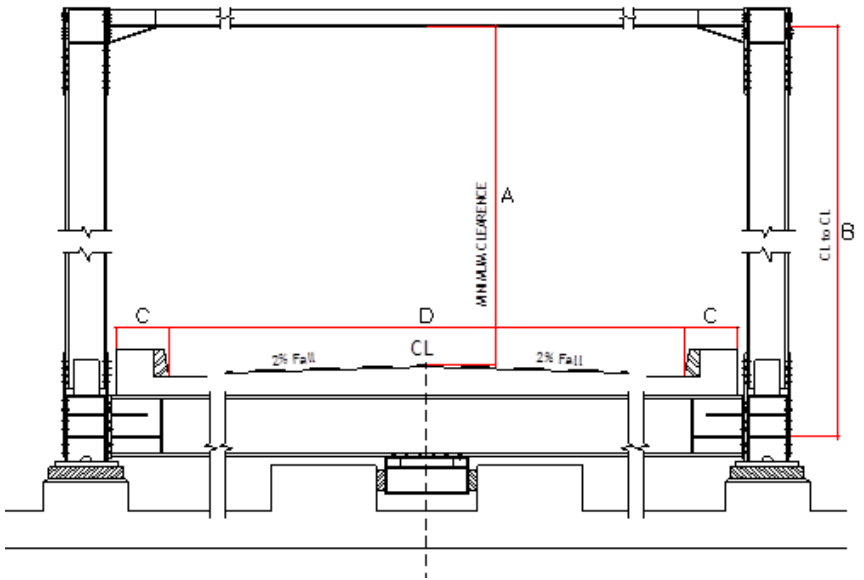
b. Lantai jembatan : Plat Beton + Lapisan aspal

- Tebal plat : 20 cm
- Tebal aspal : 8 cm
- Lebar lantai kendaraan : 7000 cm
- Lebar trotoar : 500 cm
- Tebal trotoar : 25 cm

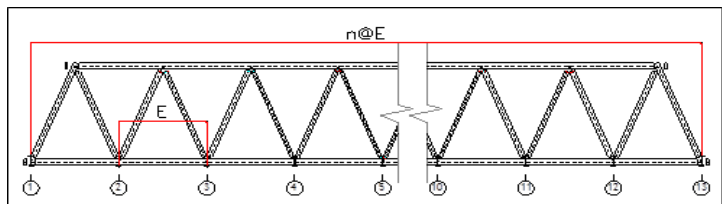
c. Ikatan angin : Rangka baja

9. Konstruksi bawah

- a. Abutment : beton bertulang
- b. Pilar : beton bertulang
- c. Pondasi : tiang pancang



**Gambar 5.1 Struktur Geometri (Potongan Melintang)**



**Gambar.5.2 Struktur Geometri (Potongan Memanjang)**

---

## 5.2. Perhitungan Beban / Pembebanan

Beban – beban yang bekerja pada struktur rangka batang adalah sebagai berikut :

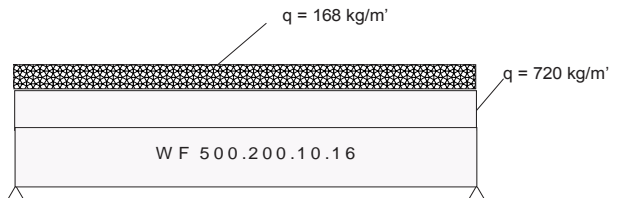
### 5.2.1 Beban Mati (*dead load*)

1.a. berat sendiri profil WF → SAP 2000

1.b. beban Aspal + Plat Beton + Trotoar + Sandaran

#### Beban Aspal + Plat beton + Trotoar :

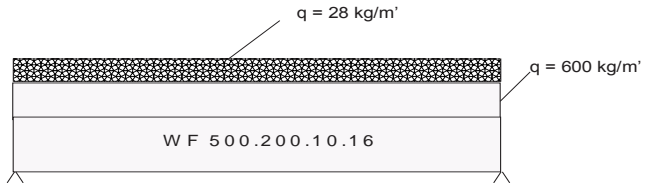
a. Untuk Balok m 2 s/d m5 (Balok Memanjang profil WF 500.200.10.16)



$$\begin{aligned} - \text{ q Aspal} &= \gamma \cdot t_a \cdot L \\ &= 2340 \cdot \quad = 168 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ q beton} &= \gamma \cdot t_b \cdot L \\ &= 2400 \cdot \quad = 720 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

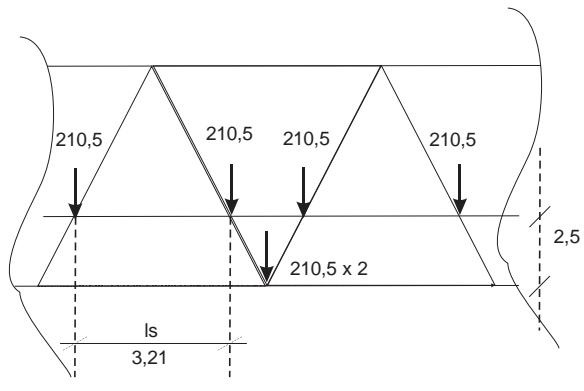
b. Untuk Balok m 1 s/d m 6 (Balok Memanjang profil WF 500.200.10.16)



$$\begin{aligned}
 - \quad q \text{ Aspal} &= \gamma \cdot t_a \cdot L \\
 &= 2340 \cdot = 28 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad q \text{ beton} &= \gamma \cdot t_b \cdot L \\
 &= 2400 \cdot = 720 \text{ kg/m'}
 \end{aligned}$$

Beban sandaran :



Sandaran direncanakan menggunakan pipa  $\phi 76,3 \text{ mm}$  ( 3 inchi)

---

$$R_A = R_B$$

## 5.2.2 Beban Hidup (*live load*)

2.1. Beban Kendaraan rencana

2.2. Beban Angin

2.3. Beban Pedestrian

### **2.1. Beban kendaraan rencana:**

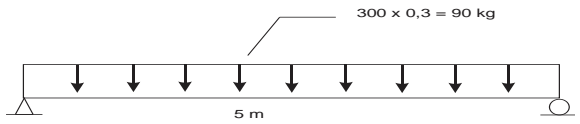
a. Beban lajur “D” terdiri dari :

Beban terbagi rata (**UDL**) dengan intensitas  $q$  Kpa, dengan  $q$  tergantung pada panjang yang dibebani total (  $L$  ) sebagai berikut (*BMS bag.2-18/pg53*) :

$$\text{“ } L < 30 \text{ m ; } q = 8.0 \text{ kPa ”}$$

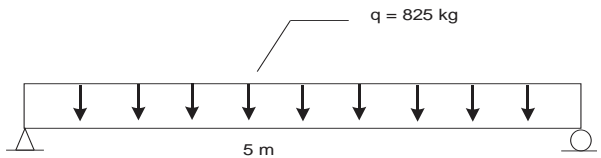
$$\begin{aligned} L > 30 \text{ m} \quad q &= 8 \text{ kPa} \\ &= 6 \text{ kPa} \\ &= 600 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Pada balok 1 & 6 :



$$q = 300 \times 0,3 = 90 \text{ kg/m}$$

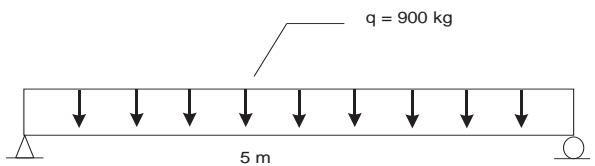
- Pada balok 2 & 5:



$$q = 0,25 \times 300 + 1,25 \times 600 = 825$$

kg/m

- Pada balok 3 & 4 :



$$q = 1,5 \times 600 = 900 \text{ kg/m}$$

- b. Beban garis (**KEL**)



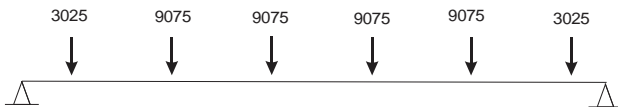
---

Beban garis(**KEL**) sebesar  $p$  kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. (*BMS 1992, bag.2-18/pg.53*)

$$P = 44.0 \text{ kN/m}$$

$$P = 44 \times 1,375 = 60,5 \text{ kN/m}$$

$$= 6050 \text{ kg/m}$$



- Pada balok 1 & 6 beban yang terjadi :  $0,5 \cdot P = 0,5 \cdot 6050 = 3025$  kg/m
- Pada balok 2,3,4,5 beban yang terjadi :  $1,5 \cdot P = 1,5 \cdot 6050 = 9075$  kg/m

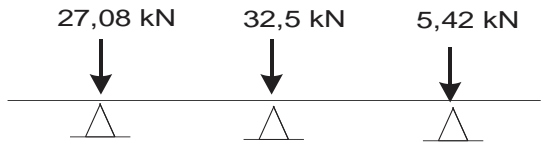
c. Beban Truk

Beban yang bekerja pada roda kendaraan :

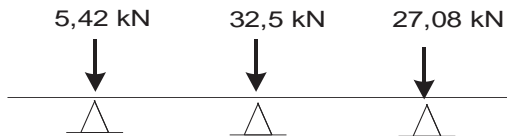
- Roda depan  $\rightarrow 1,3 \times 25 = 32,5 \text{ kN}$
- Roda tengah  $\rightarrow 1,3 \times 100 = 130 \text{ kN}$
- Roda belakang  $\rightarrow 1,3 \times 100 = 130 \text{ kN}$

Beban pada balok memanjang akibat roda depan, tengah dan belakang :

- Pada roda depan :

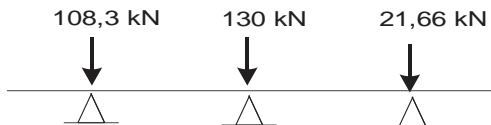


Lajur kendaraan sebelah kanan

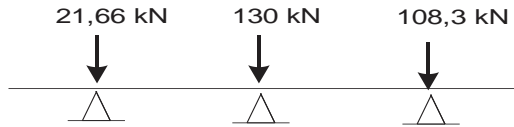


Lajur kendaraan sebelah kiri

- Pada roda tengah dan belakang :



Lajur Kanan



Lajur Kiri

**2.2. Beban Angin :**

Gaya angin pada bangunan atas tergantung pada :

- Luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus . untuk jembatan rangka diambil sebagai 30% luas yang dibatasi oleh unsur rangka terluar.

Perbandingan lebar/tinggi	Jenis Keadaan Batas	Tekanan Angin kPa	
		PANTAI (dalam batas 5 km dari pantai)	LUAR PANTAI (lebih dari 5 km terhadap pantai)
$b/d \leq 1.0$	S.L.S.	1.13	0.79
	U.L.S.	1.85	1.36
$1.0 < b/d \leq 2.0$	S.L.S.	$1.46 - 0.32 b/d$	$1.01 - 0.23 b/d$
	U.L.S.	$2.38 - 0.53 b/d$	$1.75 - 0.39 b/d$
$2 < b/d \leq 6.0$	S.L.S.	$0.88 - 0.038 b/d$	$0.61 - 0.02 b/d$
	U.L.S.	$1.43 - 0.06 b/d$	$1.05 - 0.04 b/d$
$b/d > 6.0$	S.L.S.	0.68	0.47
	U.L.S.	1.10	0.81
Bangunan Atas Rangka (seluruh $b/d$ )	S.L.S.	0.65	0.45
	U.L.S.	1.06	0.78

$b$  = Lebar bangunan atas antara permukaan luar tembok pengaman  
 $d$  = tinggi bangunan atas (termasuk tembok pengaman padat)

Buku BMS 1992, Hal 60

---

a. Beban angin rangka :

$$q = 0,78 \text{ kPa} \quad (\text{tabel 5.1 buku BMS 1992})$$

$$P \text{ total} = 0,78 \times 103,5 = 80,73 \text{ kN}$$

$$P \text{ atas} = 1/3 \cdot 80,73 = 26,91 \text{ kN}$$

$$P \text{ bawah} = 2/3 \cdot 80,73 = 53,82 \text{ kN}$$

Beban, titik  $P_{\text{atas}} =$

Beban, titik  $P_{\text{bawah}} =$

#### **2.4. Beban Pedestrian**

Intensitas beban pejalan kaki untuk jembatan jalan raya tergantung pada luas beban yang dipikul oleh unsur yang direncana. Bagaimanapun, lantai dan gelagar yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk 5 kPa. Intensitas beban untuk elemen lain diberikan dalam tabel 2.3 dibawah ini :

**Tabel 5.2 – Intensitas Beban Pejalan kaki untuk trotoar jembatan jalan raya**

Luas terpicul oleh unsur - m <sup>2</sup>	Intensitas beban pejalan kaki nominal kPa
A < 10 m <sup>2</sup>	5
10 m <sup>2</sup> < A < 100 m <sup>2</sup>	5.33 - A/30
A > 100 m <sup>2</sup>	2

bila kendaraan tidak dicegah naik ke kerb oleh penghalang rencana, trotoar juga harus direncanakan agar menahan beban terpusat 20 kN.

*Buku BMS 1992, hal 59*

Sehinggaperhitungan untuk beban pedestrian sebagai berikut :

$$A = 0,5 \cdot 60 = 30 \text{ m}^2$$

$$q = 5,33 - = 5,33 \text{ kN/m}^2$$

$$q \text{ trotoar} = 0,5 \times 5,33 = 2,665 \text{ kN/m}^2$$

### 5.2.3. Beban Rem

Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang. Gaya ini tidak tergantung pada lebar jembatan dan diberikan tabel 5.2 untuk panjang struktur yang tertahan.

**Tabel 5.3 – Gaya Rem**

Panjang Struktur (m)	Gaya Rem S.L.S. (kN)
$L \leq 80$	250
$80 < L < 180$	$2.5 L + 50$
$L \geq 180$	500

Catatan: Gaya rem U.L.S. adalah 2.0 Gaya Rem S.L.S..

*Buku BMS 1992, hal 59*

---

Jadi untuk gaya rem yang digunakan dalam perencanaan rangka baja ini sebesar 250 kN karena bentang jembatan  $L < 80$  m.

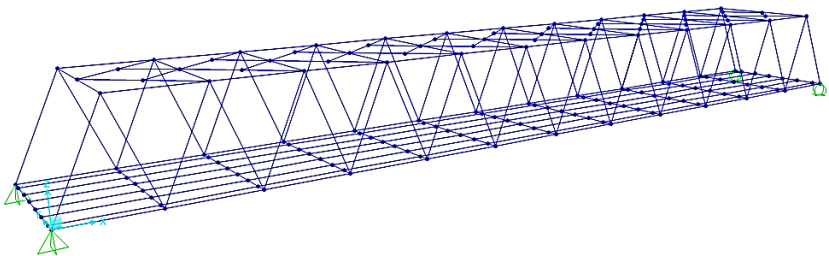
### **5.3. Input dan Analisa Struktur dengan SAP 2000**

Input dan analisa struktur diperoleh dari input beban yang sudah dibuat dan dimasukkan dalam SAP 2000, untuk input & analisa terbagi menjadi 3 bagian :

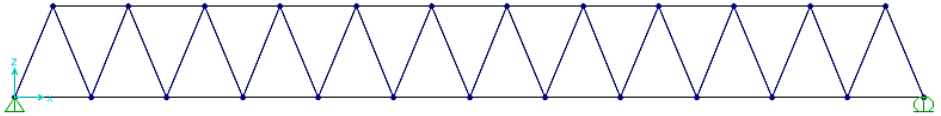
1. Input Geometri : Gambar dan Profil
2. Input Load : yang berisi beban dan kombinasi
3. Analisa output : Batang Tekan, Batang tarik

#### **5.3.1. Geometri**

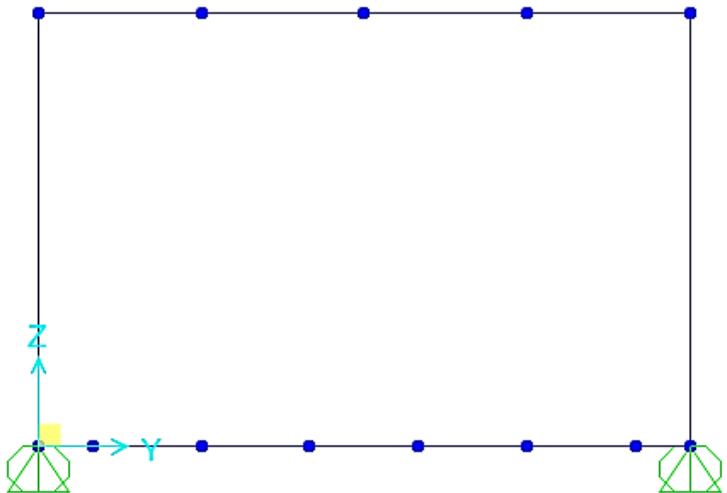
- Gambar & Profil Rangka Jembatan



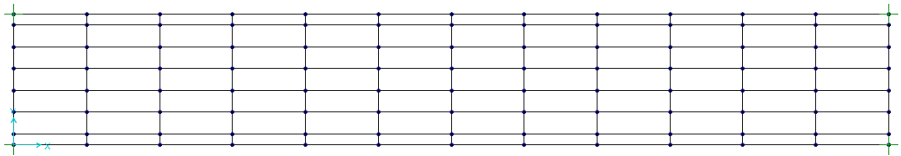
**Gambar. 5.3. 3D jembatan rangka baja**



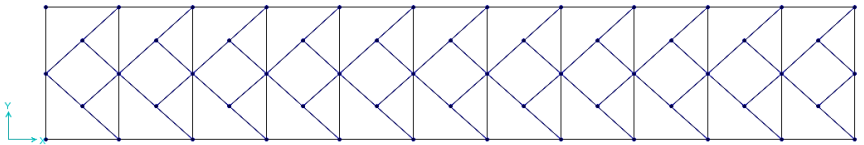
**Gambar. 5.4. Potongan memanjang**



**Gambar. 5.5. Potongan Melintang**



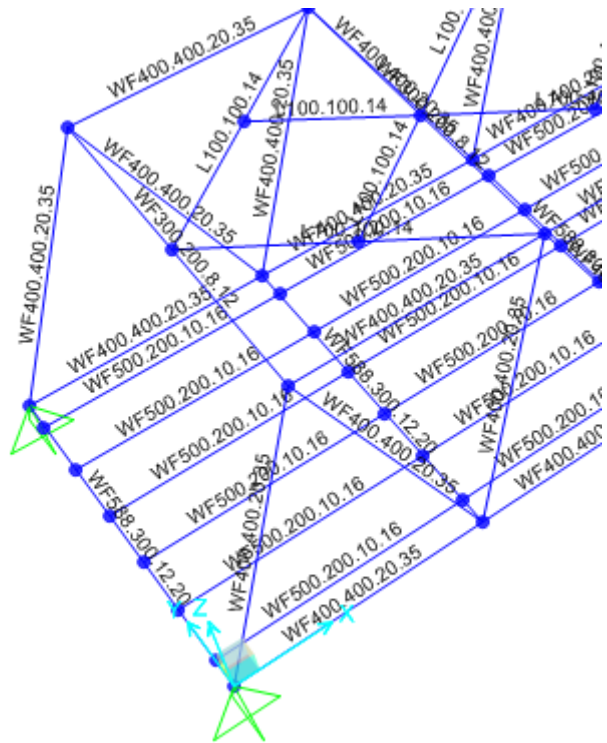
**Gambar. 5.6. Gelagar memanjang &  
Melintang**



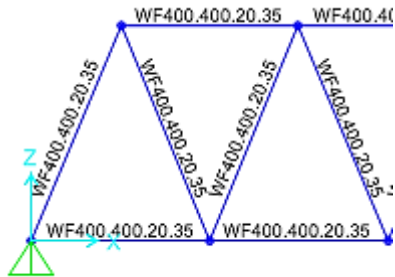
**Gambar. 5.7. Gelagar melintang atas & ikatan  
angin**

- Profil rangka batang jembatan

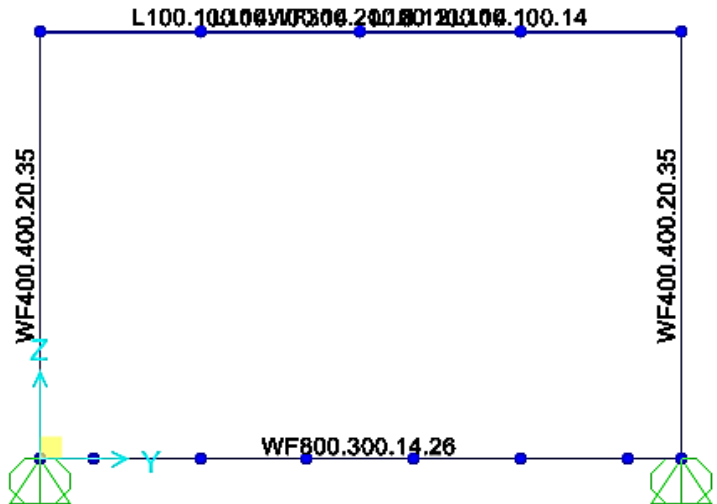




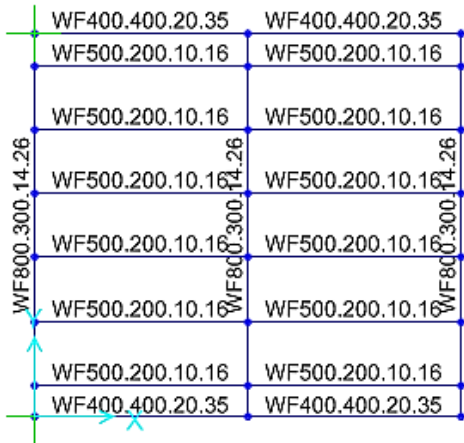
**Gambar. 5.8. 3D jembatan rangka baja**



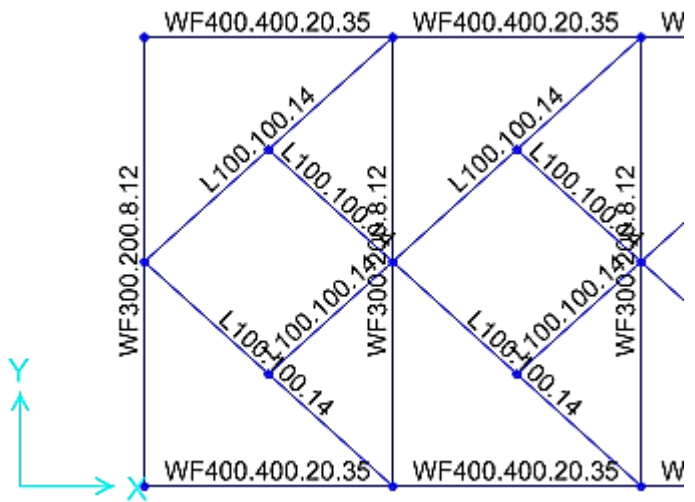
**Gambar. 5.9. Profil WF Potongan memanjang**



**Gambar. 5.10. Profil WF Potongan melintang**



**Gambar. 5.11. Profil WF Gelagar memanjang & Melintang**



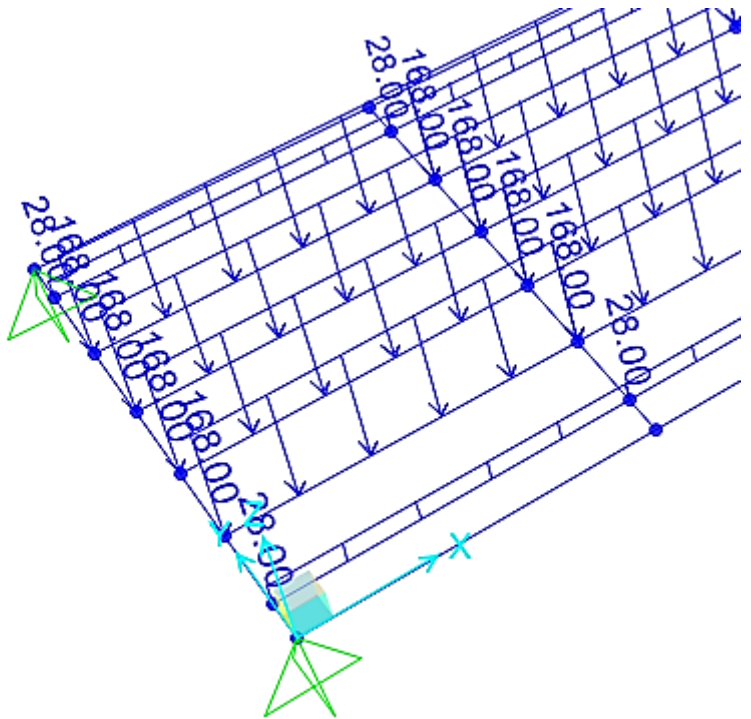
**Gambar. 5.12. Profil WF Gelagar melintang atas & ikatan angin**

---

### 5.3.2. Load / Beban

Hasil input beban dari program SAP 2000 yang bekerja pada struktur jembatan :

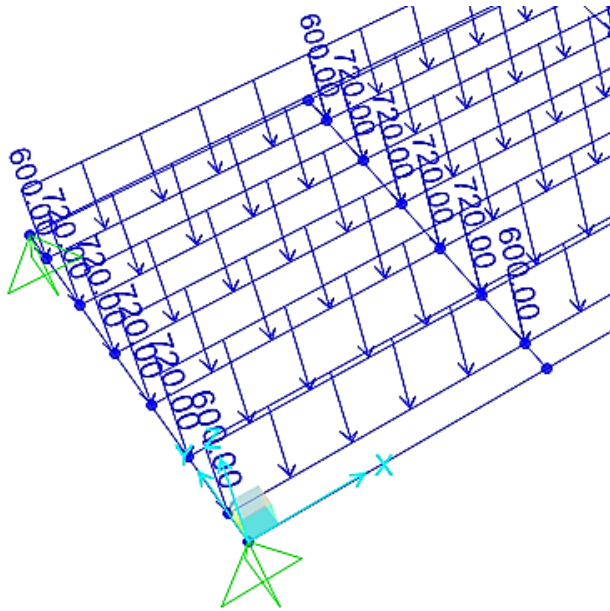
#### 3.1. beban Aspal



**Gambar. 5.13. Beban Aspal**

---

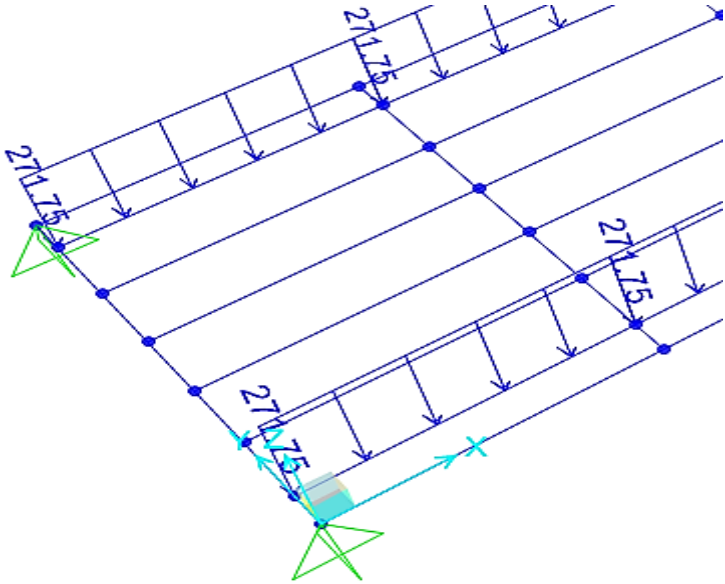
### 3.2. Lantai Kendaraan



**Gambar. 5.14. Beban lantai Kendaraan**

---

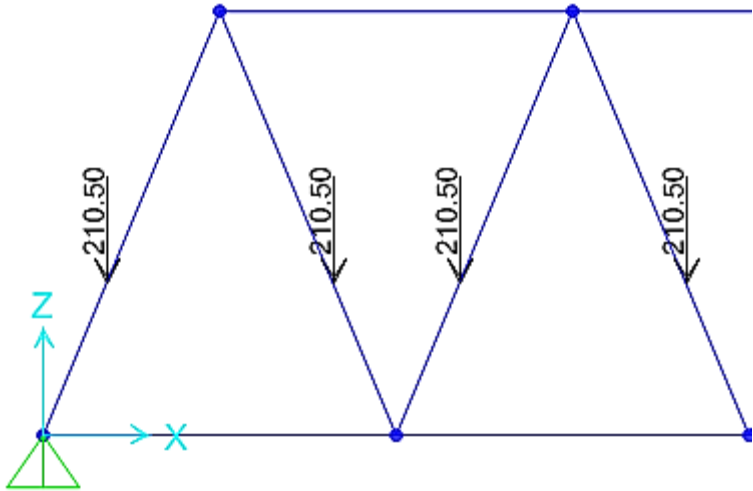
### 3.3. Beban Pedestrian



**Gambar. 5.15. Beban Pedestrian**

---

### 3.4. Sandaran



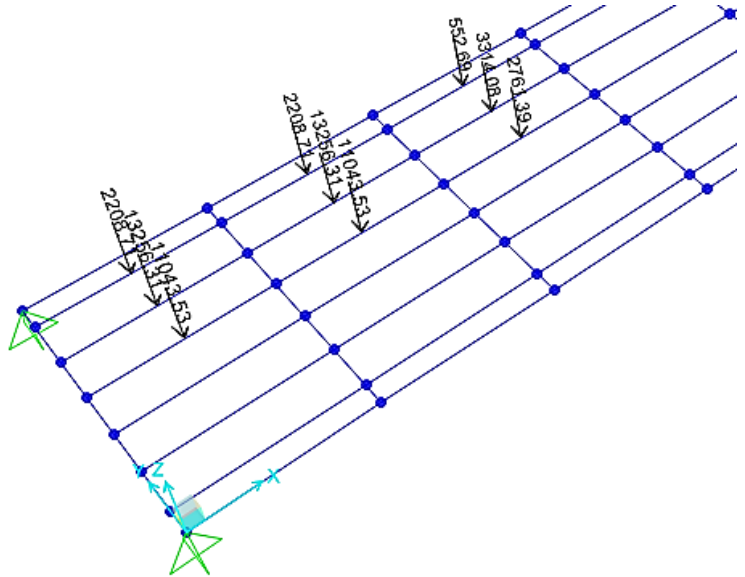
**Gambar. 5.16. Beban Sandaran**

### 3.2. Beban Kendaraan



---

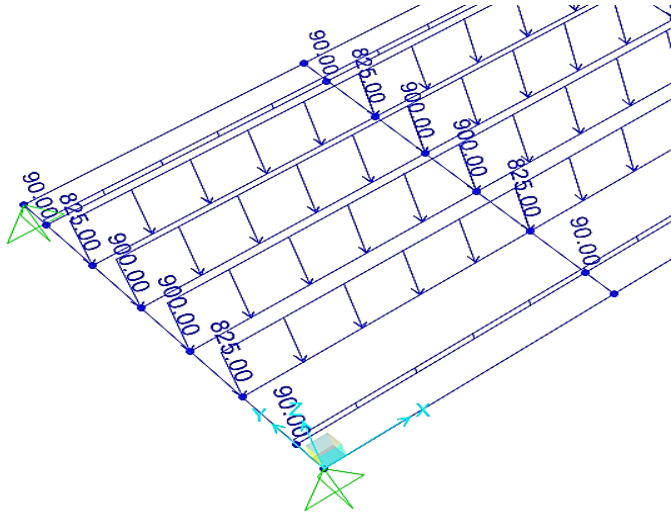
### 3.2.1. Beban Truk



**Gambar. 5.17. Beban Truk**

---

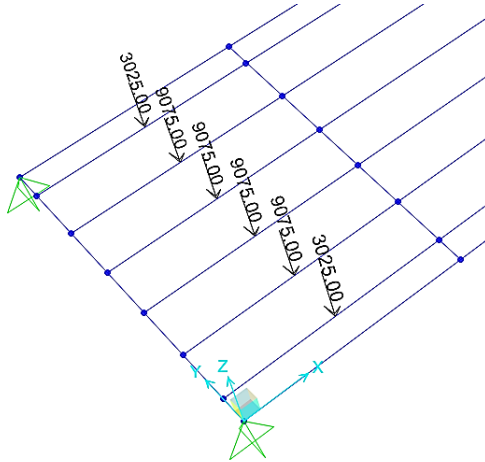
### 3.2.1. Beban UDL



**Gambar. 5.18. Beban UDL**

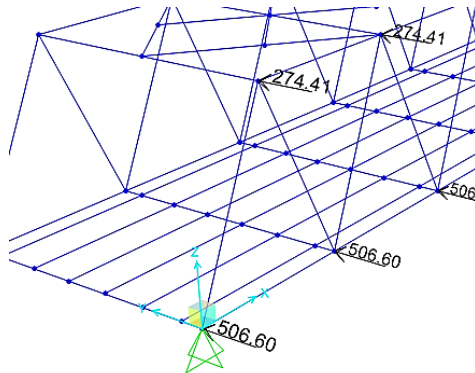
---

### 3.2.2. Beban KEL



**Gambar. 5.19. Beban KEL**

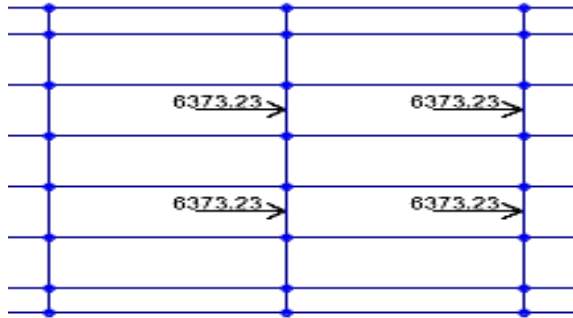
### 3.3. Beban Angin



**Gambar. 5.20. Beban Angin**

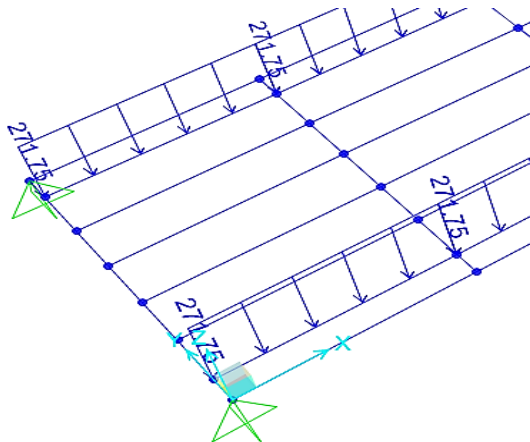
---

### 3.4. Beban Rem



**Gambar. 5.21. Beban Rem**

### 3.5. Beban Pedestrian

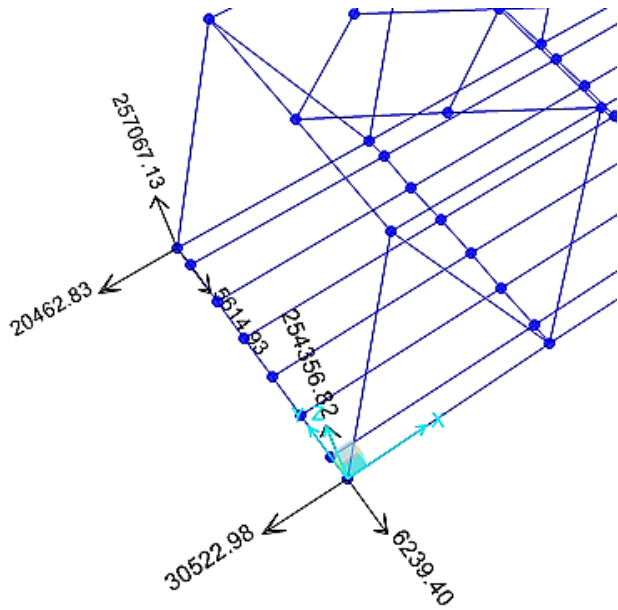


**Gambar. 5.22. Beban Pedestrian**

---

### 3.6. Beban Kombinasi 1

Beban kombinasi yang terdiri dari kombinasi beban (DL, UDL+KEL 1, Angin kendaraan, angin rangka, Rem, Pedestrian)



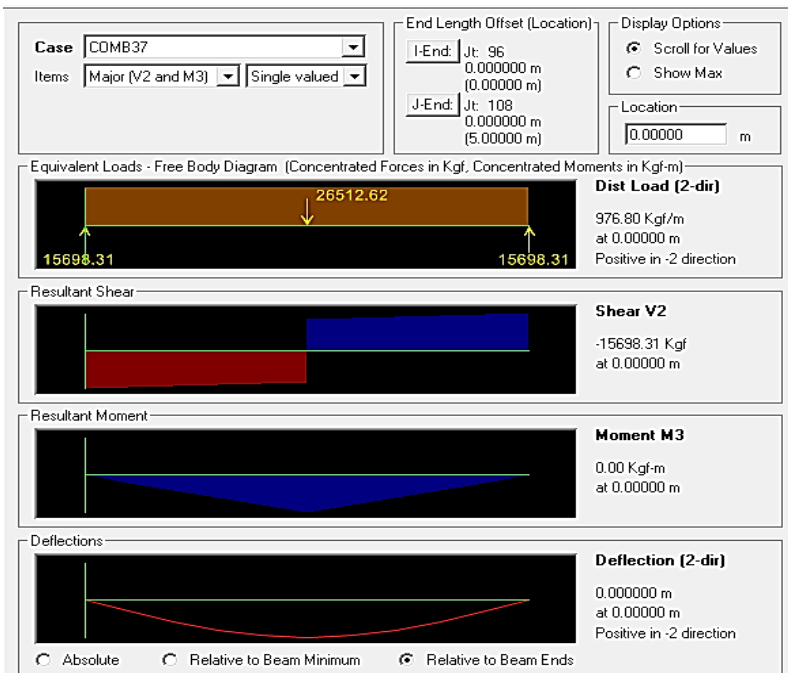
Gambar. 5.23. Kombinasi beban 1

### 5.3.3. Analisa & Output

dari hasil analisa SAP 2000 diambil beberapa contoh moment yang dianggap paling menentukan dalam perencanaan struktur rangka jembatan, moment yang bekerja antara lain sebagai berikut:

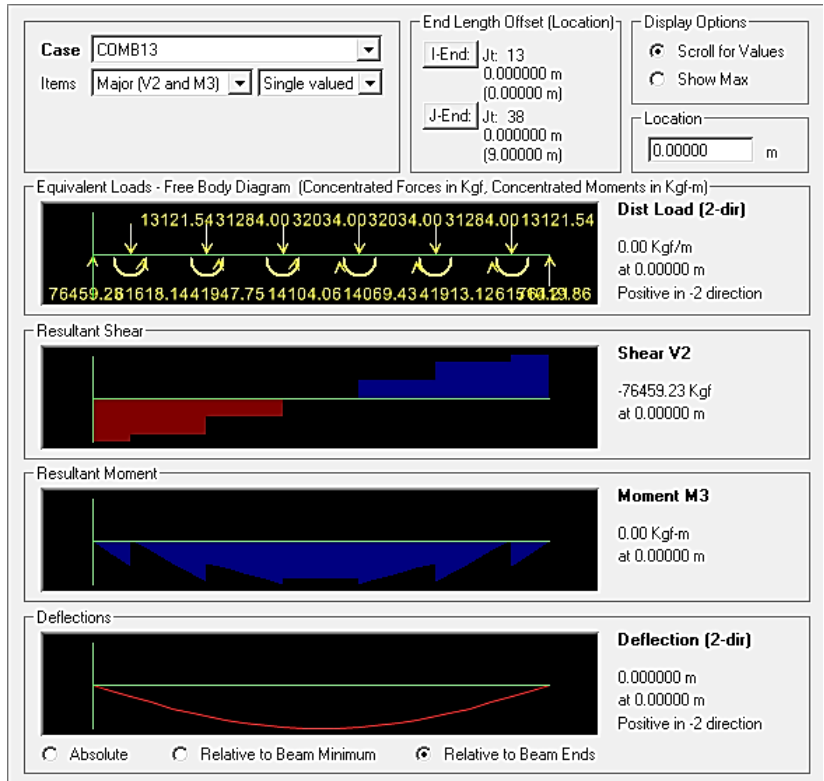
#### 5.3.3.1. Momen pada balok memanjang

akibat combo 37 yang paling menentukan.



### 5.3.3.2. Momen pada balok melintang

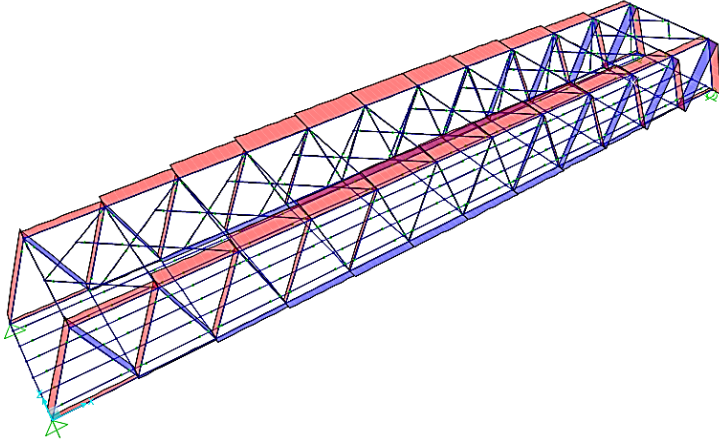
akibat combo 13 yang paling menentukan.



**Gambar. 5.25. Diagram Moment balok melintang pada kombinasi 13**

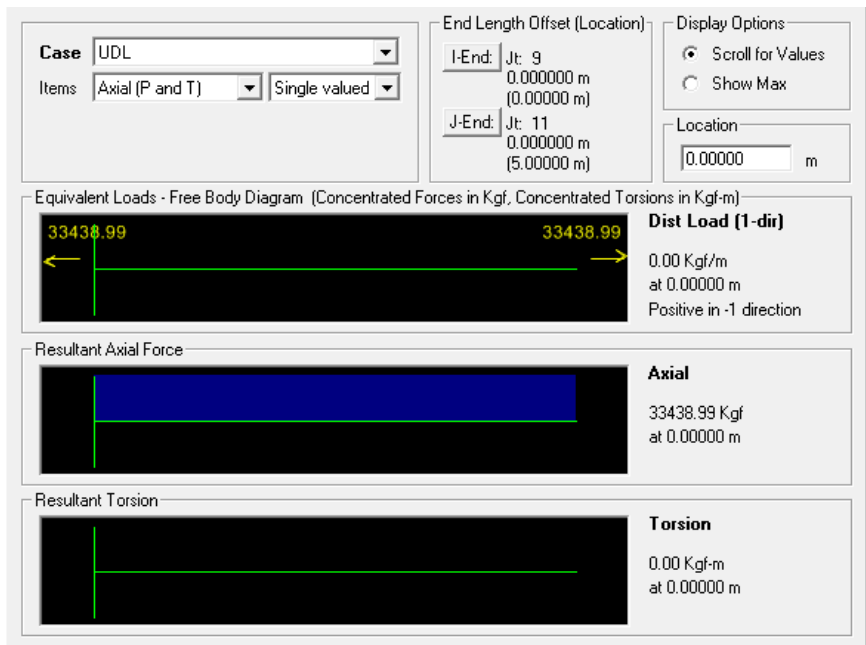
---

### 5.3.3.3. Moment beban UDL

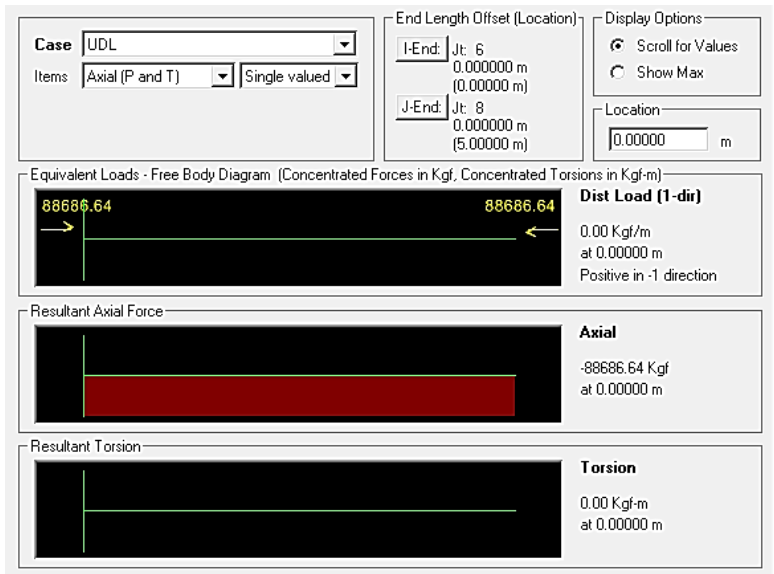


**Gambar 5.25. moment beban UDL**





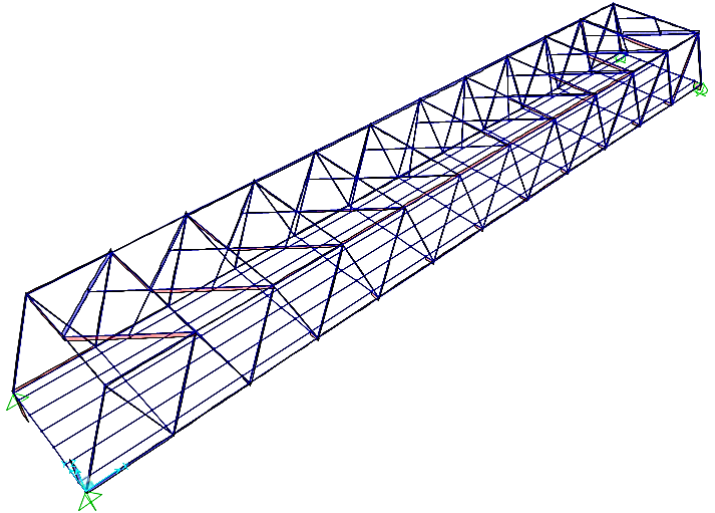
**Gambar 5.26. Diagram MomentUDL**



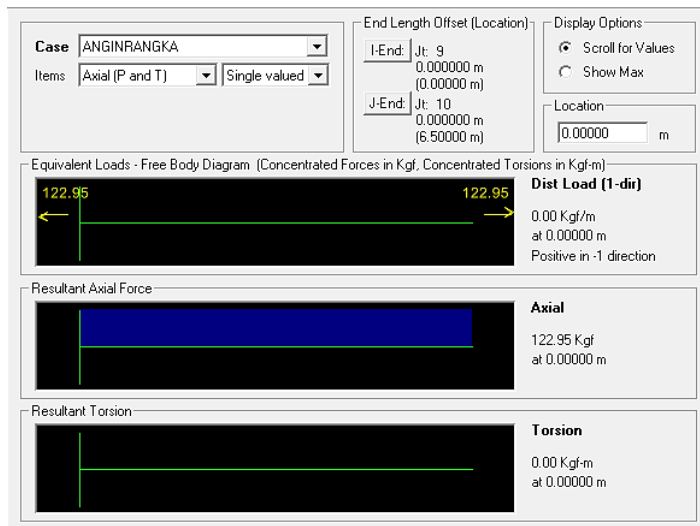
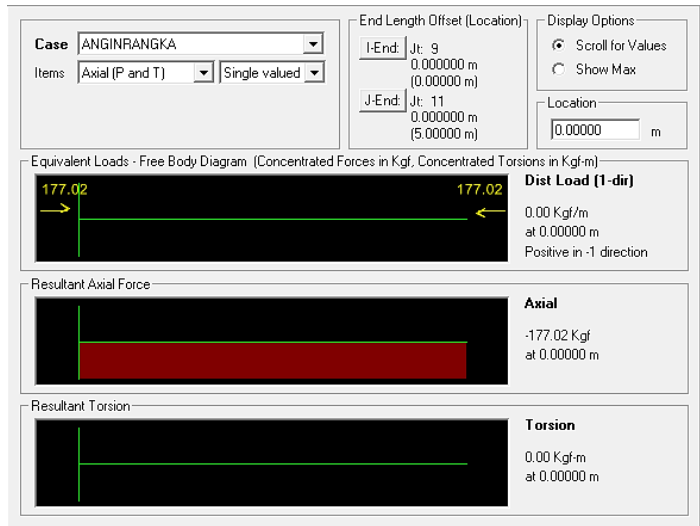
**Gambar 5.27. Diagram MomentUDL**

---

#### 5.3.3.4. Moment ikatan angin



**Gambar 5.28. momen yang terjadi pada ikatan angin**



**Gambar 5.29. diagram moment pada ikatan angin**

---

## 5.4. DESAIN

### 5.5. DESAIN

#### 5.5.1. STRUKTUR ATAS

##### 5.5.1.1. Lantai Beton

A. Penampang ekivalen plat beton :

1. Menurut AISC ( Amerika Institute of Steel Construction)

$$\begin{aligned} B_{\text{eff}} &\leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 5 &&= 1,25 \text{ m} \\ &\leq 16 t = 16 \times 0,20 &&= 3,2 \text{ m} \\ &\leq s &&= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Menurut AASHTO ( Association Of Steel Highway and Transportasion Officials) :

$$\begin{aligned} B_{\text{eff}} &\leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 5 &&= 1,25 \text{ m} \\ &\leq 12 t = 12 \times 0,20 &&= 2,40 \text{ m} \\ &\leq s &&= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Diambil  $B_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m}$ , maka

$$\begin{aligned} n &= \text{nilai ekivalen beton terhadap baja} \\ &= E_s / E_c \end{aligned}$$

---

$$= \frac{2,1 \times 10^5}{4700 \times \sqrt{f_c}} = \frac{2,1 \times 10^5}{4700 \times \sqrt{25}} = 8,94 \rightarrow 9$$

be = lebar ekivalen beton terhadap baja

$$= B_{\text{eff}} / n$$

$$= 1,25 / 9 = 0,138 \text{ m} \rightarrow 13,8 \text{ cm}$$

Fc = luas ekivalen plat beton terhadap profil  
baja

= be x t (asumsi tulangan pada plat  
diabaikan)

$$= 13,8 \times 20$$

$$= 276 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 1/12 \times 13,8 \times 20^3$$

$$= 9200 \text{ cm}^4$$

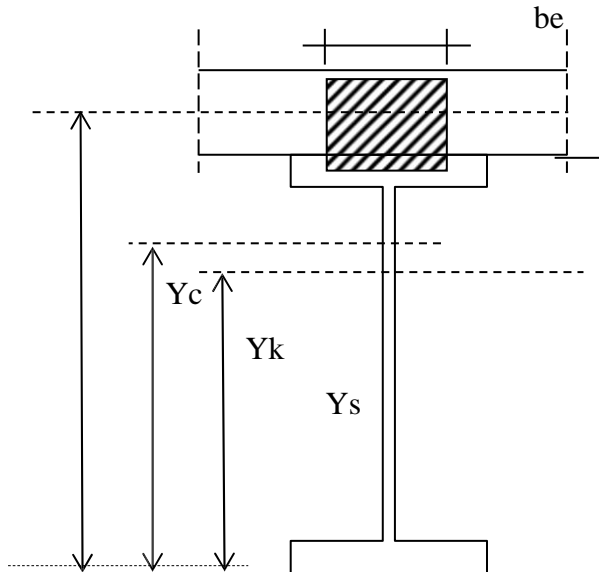
### 3. Momen Inersia Komposit

Menentukan tinggi berat balok komposit (Yk)

$$Y_k = \frac{(F_c \times Y_c) + (F_s \times Y_s)}{F_c + F_s}$$

$$= \frac{(276 \times 61,6) + (192,5 \times 30,3)}{276 + 192,5}$$

$$= 48,032$$



**Gambar 5.30. Posisi sumbu netral komposit  
WF 800.300.16.30**

Dengan ;

---

$$b_e = 13,8 \text{ cm}$$

$$Y_s = 30,3 \text{ cm}$$

$$Y_c = 61,6 \text{ cm}$$

$$Y_k = 48,032 \text{ cm}$$

Menentukan momen inersia komposit ( $I_k$ )

$$\begin{aligned} I_k &= (I_c + (F_c \times (Y_c - Y_k)^2)) + (I_s + (F_s \times (Y_k - Y_s)^2)) \\ &= (9200 + 276 \times (61,6 - 48,032)^2) + \\ &\quad (339000 + 192,5 \times (48,032 - 30,3)^2) \\ &= 457372,186 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

### 5.5.1.2. Balok Memanjang

Dari perhitungan SAP 2000 momen max terjadi akibat combo 37 sebesar 36193 kN

#### - Kontrol kekuatan bahan.

##### 1. Tegangan setelah komposit

$$\begin{aligned} \text{Syarat } f'_c &= 0,45 \times 25 = 11,25 \text{ Mpa} = \\ &112,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

a. Tegangan pada bagian serta atas beton



---


$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{(M_D + M_L) \times 24,768}{n \times I_k} \\ &= \frac{36193,28 \times 10^5 \times 24,768}{9 \times 457372,186} \\ &= 16,6691 \leq 112,5 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- b. Tegangan pada serat bagian bawah beton.

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{(M_D + M_L) \times 14,768}{I_k} \\ &= \frac{36193,28 \times 10^5 \times 14,768}{4116349,674} \\ &= 12,984 < 1600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- c. Tegangan pada serat bagian atas baja

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_L \times 14,768}{I_k} \\ &= \frac{83,389 \times 10^5 \times 14,768}{457372,186} \\ &= 269,253 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- d. Tegangan pada serat bagian bawah baja

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{M_L \times 48,032}{I_k} \\ &= \frac{83,389 \times 10^5 \times 48,032}{457372,186} \\ &= 875,728 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

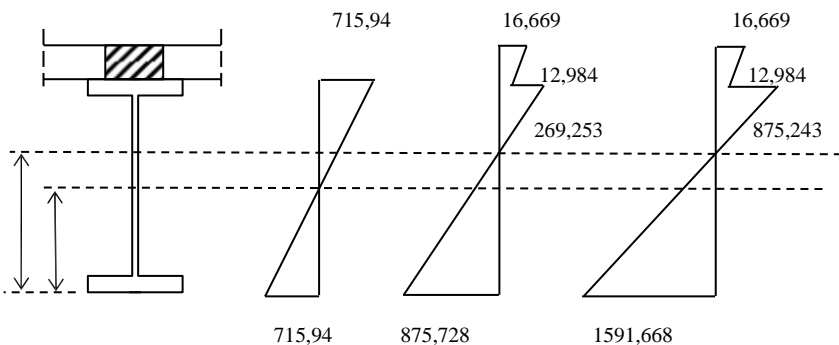
2. Tegangan sebelum dan sesudah komposit pada baja.

a. Tegangan pada bagian serat atas

$$\sigma_s = 715,94 + 269,253 = 985,193 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2$$

b. Tegangan pada bagian serat bawah

$$\sigma_s = 715,94 + 875,728 = 1591,668 \leq 1600 \text{ kg/cm}^2$$



---

**Gambar 5.31. Diagram Tegangan gelagar komposit**

3. Kontrol tegangan geser komposit.

Statis momen terhadap sumbu komposit

a. Pada plat beton

$$S_{x_1} = A_c \times (Y_c - Y_k) = 276 \times (61,6 - 48,032) = 3744 \text{ cm}^3$$

b. Pada profil baja

$$S_{x_1} = A_c \times (Y_c - Y_k) = 192,5 \times (48,032 - 30,3) = 3413,41 \text{ cm}^3$$

c. Tegangan geser ( $\tau$ )

$$S_x = S_{x_1} + S_{x_2} = 3744 + 3413,41 = 7157,41 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{(D_D + D_L) \cdot S_x}{t_b \times I_k} =$$

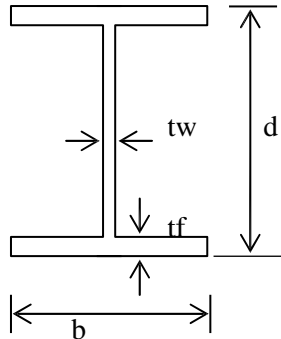
$$\frac{(14,5095 + 27,866) \times 10^3 \times 7157,41}{1,6 \times 457372,186}$$

$$= 414,458 < 8,585 = 928 \text{ kg/cm}$$

---

### 5.5.1.3. Balok Melintang

Profil WF 800.300.14.26



$$d = 800 \text{ mm}$$

$$f_y = 290 \text{ Mpa}$$

$$bf = 300 \text{ mm}$$

$$f_u = 250$$

$$tf = 26 \text{ mm}$$

$$tw = 14 \text{ mm}$$

$$Z_x = 4020$$

6. Mengingat balok adalah tertahan penuh, kekuatan lentur hanya tergantung pada ketahanan lentur penampang.
7. Menentukan kelangsingan element pelat.

Untuk element plat flens :

$$\begin{aligned}\lambda_{B \text{ flens}} &= \frac{b}{t} \sqrt{\frac{fy}{250}} \\ &= \frac{\left(\frac{300-14}{2}\right)}{26} \sqrt{\frac{290}{250}} = 5,92\end{aligned}$$

Dari peraturan tabel 7.3 BMS 1992,  $\lambda_{ep} = 9$

$\lambda_{e \text{ flens}} < \lambda_{ep}$  dan flens adalah kompak, untuk elemen plat badan :

---


$$\lambda_e \text{ badan} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{fy}{250}}$$

$$= \frac{(\frac{800-14 \times 26}{2})}{26} \sqrt{\frac{290}{250}} = 42,3$$

$\lambda_e \text{ badan} < \lambda_{ep}$  dan badan adalah ‘kompak’ karena kedua elemen pelat adalah kurang dari batas plastis, seluruh penampang adalah “kompak”. Ini berate bahwa penampang melintang adalah bebas dari pengaruh tekuk setempat yang dapat mengurangi kemampuan seluruh penampang untuk membentuk sendi plastis.

8. menentukan kekuatan lentur rencana :

$$\text{mengingat } S_x < 1,5 Z$$

$$Z_e = S_x$$

Kekuatan lentur rencana

$$M = K_s^R \cdot f_y \cdot Z_e$$

$$= K_s^R \cdot f_y \cdot S_x$$

$$= 0.9 \times 290 \times 6030 \times 10^3$$

$$= 1573,83 \text{ kNm} < Mu$$

Dari output SAP 2000 combo 13 yang menentukan  $Mu \text{ max} = 97047,87 \text{ kgm}$

---

$$= 952,04 \text{ kNm}$$

Jadi ,  $M_u < M_n$  , ..... Ok

Profil WF 800.300.14.26 dapat digunakan

#### 5.4.1.4. Rangka batang

Dalam perencanaan jembatan rangka baja ini, gaya yang bekerja adalah gaya tekan dan tarik

##### a. Kekuatan rangka batang terhadap tekan.

Unsur yang memikul gaya tekan cukup besar dapat runtuh dalam salah satu dari dua cara.

- Yang pertama adalah tekuk setempat dari elemen pelat yang membentuk penampang melintang, yang kedua adalah tekuk lentur dari seluruh unsur.
- Kedua mekanisme keruntuhan potensial menimbulkan persyaratan bahwa;

$$N' \leq K_s^R \cdot N_s$$

$$\text{Dan } N' \leq K_s^R N_c$$

Dengan ;

$N_s$  = kapasitas nominal penampang

$N_c$  = kapasitas nominal unsur

---

$K_s^R$  = factor reduksi Kapasitas

1. Kekuatan nominal unsur.

Untuk unsur pada mana beban terpusat tidak menyebabkan keruntuhan tekuk setempat sebelum terjadi keruntuhan tekuk lentur, kekuatan tekanan nominal unsur,  $N_c$  ditentukan oleh pengurangan kekuatan penampang  $N_s$  sesuai peraturan 7.8.4 (BMS 1992) sebagai berikut :

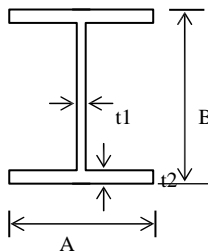
$$N_c = a_c \cdot N_s \leq N_s$$

Dengan :

$N_s$  = kekuatan nominal yang di tentukan diatas

$a_c$  = factor reduksi kelangsingan unsur

perhitungan :



---

Rangka Utama, Profil WF.400.400.20.35

$$A = 428 \text{ mm}$$

$$B = 407 \text{ mm}$$

$$t_1 = 20 \text{ mm}$$

$$t_2 = 35 \text{ mm}$$

- Tentukan kapasitas penampang  $N_s$ ,

$$\begin{aligned}\lambda_{B \text{ flens}} &= \frac{407-20}{2 \times 35} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 5,95\end{aligned}$$

$$\lambda_{B \text{ flens}} < \lambda_{ep} = 16, \text{ dari peraturan BMS Tabel 7.11}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{e \text{ badan}} &= \frac{428-2 \times 35}{20} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 19,728\end{aligned}$$

$$\lambda_{e \text{ badan}} < \lambda_{ey} = 45, \text{ dari peraturan BMS tabel 7.11}$$

karena semua elemen plat adalah kekurangan dari batas kelangsingan, lebar efektif dari tiap elemen plat adalah actual.

$$\begin{aligned}\text{Jadi, } N_s &= K_f \cdot A_n \cdot f_y \rightarrow \text{dari peraturan rumus 7.86} \\ &= 1 \cdot 36070 \cdot 290\text{N}\end{aligned}$$



---

$$= 10460,3 \text{ kN}$$

Dari output SAP 2000 gaya axial yang menentukan akibat combo 13  $N_u = 536756,46 \text{ kg} = 5265,58 \text{ kN}$

Jadi,  $N_u < N_s$

Sehingga profil WF.400.400.20.35 bisa digunakan

**b. Kekuatan rangka batang terhadap tarik.**

Kekuatan unsur terhadap gaya tarik U.L.S rencana  $N$ , ditentukan oleh persyaratan peraturan bagian 7.9 BMS

$$\text{Yaitu } N \leq K_s^R N_t$$

Dengan :

$K_s^R$  = factor reduksi kapasitas

$N_t$  = kekuatan nominal penampang

untuk tarik

1. Kekuatan tarik nominal

Kekuatan tarik nominal  $N_t$  diambil sebagai nilai terkecil dari :

$$N_t = A_g f_y \text{ (leleh unsur)}$$

$$\text{Atau } N_t = 0,85 k_t \cdot A_n \cdot f_u \text{ (patahn unsur)}$$

---

Dengan :

$k_t$  = factor untuk pembangunan gaya sesuai peraturan bagian 7.9.2

$f_y$  = tegangan leleh

$f_u$  = tegangan tarik

$A_g$  = luas penuh dari penampang melintang

$A_n$  = luas bersih dari penampang dengan pengurangan akibat lubang sesuai peraturan BMS 7.12.1.11 dan rumus 7.98d

- **Menentukan kapasitas tarik rencana untuk balok**

$$A_g = 36070$$

$$A_n = 36070 - 8 \times 22 \times 20 + \frac{4 \times 40^2 \times 20}{4 \times 60}$$
$$= 33083,3$$

$$\text{Leleh unsur, } N_t = 36070 \times 290 \text{ N}$$
$$= 10460,3 \text{ kN}$$

$$\text{Patahan unsur } N_t = 0,85 \times 0,85 \times 33083,3 \times 440$$
$$= 10517 \text{ kN}$$

$$\text{Jadi, } N_t = 10460,3 \text{ kN ; } N_u = 1973 \text{ kN}$$

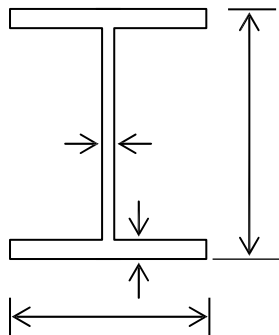
---

Jadi  $N_u < N_t$  .....Ok

a. **Batang Diagonal**

**1. Kekuatan terhadap unsur tekan.**

Batang diagonal dengan profil WF  
300.200.8.12



$$A = 249 \text{ mm}$$

$$B = 200 \text{ mm}$$

$$t_1 = 8 \text{ mm}$$

$$t_2 = 12 \text{ mm}$$

$$A_n = 7238 \text{ mm}$$

- Menentukan kapasitas penampang  $N_s$

$$\lambda_{B \text{ flens}} = \frac{200-20}{2 \times 12} \sqrt{\frac{290}{250}}$$

---

$$= 8,616$$

$\lambda_{B \text{ flens}} < \lambda_{ep} = 16$ , dari peraturan BMS Tabel 7.11

$$\begin{aligned}\lambda_{e \text{ badan}} &= \frac{294 - 2 \times 12}{8} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 36,348\end{aligned}$$

$\lambda_{e \text{ badan}} < \lambda_{ey} = 45$ , dari peraturan BMS tabel 7.11

karena semua elemen plat adalah kekurangan dari batas kelangsingan, lebar efektif dari tiap elemen plat adalah actual.

Jadi,  $N_s = K_f \cdot A_n \cdot f_y \rightarrow$  dari peraturan rumus 7.86

$$= 1 \cdot 7238 \cdot 290\text{N}$$

$$= 2099,02 \text{ kN}$$

## **2. Kekuatan terhadap unsur tarik**

- **Menentukan kapasitas tarik rencana untuk balok**

$$A_g = 7238$$

$$\begin{aligned}A_n &= 7238 - 8 \times 22 \times 12 + \frac{4 \times 40^2 \times 12}{4 \times 60} \\ &= 5659,33\end{aligned}$$

---


$$K_t = 0,85$$

$$\text{Leleh unsur, } N_t = 7238 \times 290 \text{ N}$$

$$= 2099 \text{ kN}$$

$$\text{Patahan unsur } N_t = 0,85 \times 0,85 \times 5659,3 \times 440$$

$$= 1799 \text{ kN}$$

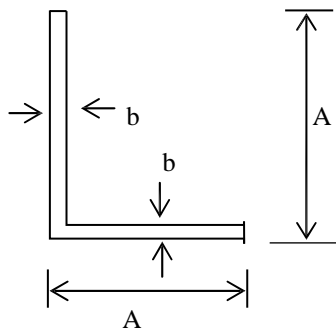
$$N \leq 0,9 \times 1799$$

$$\leq 1619,1 \text{ kN}$$

## b. Ikatan Angin

### 1. Kekuatan terhadap unsur tekan.

Ikatan Angin dengan profil L 100.100.14



$$A = 100 \text{ mm}$$

$$b = 14 \text{ mm}$$

$$A_n = 2620 \text{ mm}$$

---

$$f_y = 290 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 440 \text{ Mpa}$$

- Menentukan kapasitas penampang  $N_s$

$$\begin{aligned}\lambda_{B \text{ flens}} &= \frac{100-14}{2 \times 14} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 3,30\end{aligned}$$

$$\lambda_{B \text{ flens}} < \lambda_{ep} = 16, \text{ dari peraturan BMS Tabel 7.11}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{e \text{ badan}} &= \frac{100-14}{14} \sqrt{\frac{290}{250}} \\ &= 6,61\end{aligned}$$

$$\lambda_{e \text{ badan}} < \lambda_{ey} = 45, \text{ dari peraturan BMS tabel 7.11}$$

karena semua elemen plat adalah kekurangan dari batas kelangsingan, lebar efektif dari tiap elemen plat adalah actual.

Jadi,  $N_s = K_f \cdot A_n \cdot f_y \rightarrow$  dari peraturan rumus 7.86

$$= 1 \cdot 2620 \cdot 290\text{N}$$

$$= 759,2 \text{ kN}$$

---

## 2. Kekuatan terhadap unsur tarik

Menentukan besaran penampang  $A_g$ ,  $A_n$ ,  $k_t$

$$A_g = 2620 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_n &= 2620 - 1 \times 22 \times 7,8 \\ &= 2448,4 \end{aligned}$$

$$K_t = 0,85$$

Hitung nilai  $N_e$ , peraturan rumus BMS 7.98b & c

$$\begin{aligned} \text{Leleh unsur, } N_t &= 2620 \times 290 \text{ N} \\ &= 759,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Patahan unsur } N_t &= 0,85 \times 0,85 \times 785,4 \times 440 \text{ N} \\ &= 587,4 \text{ kN} \\ N &\leq 0,9 \times 587,4 \\ &\leq 528,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

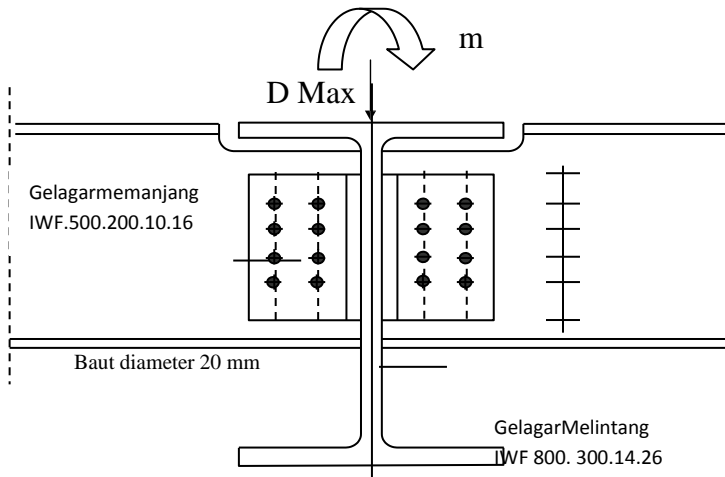
---

## 5.4.2. Perhitungan Sambungan.

### 5.4.2.1. Hubungan Gelagar Memanjang & Melintang

#### 5.4.2.1.1. Hubungan antara gelagar memanjang dengan siku penghubung

Untuk pelat penyambung digunakan profil  $L$  150.150.14



Gambar 5.32. Hubungan antara gelagar memanjang dengan siku penghubung

Syarat penyambungan :

Dipakai baut  $\emptyset$  20 mm, maka : Jarak antar baut (a):

$$3\emptyset \leq a \leq 6\emptyset$$



---

$$3 \times 20 \leq a \leq 6 \times 20$$

$$57 \leq a \leq 114$$

a diambil 80 mm

Jarak baut ketepi sambungan( c ) :

$$c \geq 2\phi$$

$$c \geq 2 \times 20$$

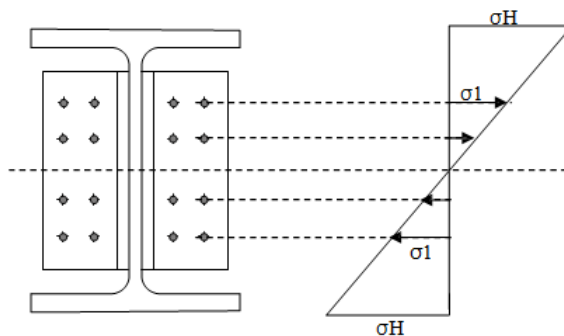
$$c \geq 38$$

c diambil 40 mm

Bj Baut 52 ( $\sigma_d = 3600 \text{ kg/cm}^2$ )

Gaya momen = 0 kN.cm

Gaya Geser = kN



---

Baut dianggap sebagai plat dengan lebar :

$$\delta = \frac{2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}{g}; \text{ digunakan baut diameter}$$

19cm,

$$\delta = \frac{2 \times \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1,9^2}{10} = 0,567 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak garis netral( X )} = \frac{1}{2} \cdot 40 = 20 \text{ cm}$$

Tegangan lentur yang terjadi :

$$\frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X + \frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X = M$$

$$2 \left( \frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X \right) = M$$

$$2 \times \left( \frac{1}{2} \sigma_h \times 0,567 \times 20 \times \frac{2}{3} \times 20 \right) = 5940,5 \text{ kNcm}$$

$$151,2 \times \sigma_h = 5940,5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_h = 39,29 \text{ kN/cm}^2 \text{ ( } 3929 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\sigma_1 = \frac{20-6,5}{20} \times 3929 = 2652,075 \text{ kg/cm}^2$$

jadi gaya yang dipikul baut teratas (yang paling ekstrim)

$$N = \delta \times g \times \sigma_1 = 0,567 \times 10 \times 2652,075 \text{ kg/cm}^2 = 15037,26 \text{ kg/cm}^2$$

---

Per baut NI =  $\frac{1}{4} \times 15037,26 = 3759,32 \text{ kg/cm}^2$   
(tarik)

Geser :  $G = \frac{\text{Gaya geser}}{\text{Jml baut}} = \frac{67,74}{16} = 4,23 \text{ kN (423 kg)}$

Kontrol tegangan yang timbul pada baut :

$\sigma_{tp} = \frac{G}{d.t} = \frac{423}{1,9 \times 1} = 222,63 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{tp} (1,5 \cdot \sigma_d = 5400 \text{ kg/cm}^2)$

$\tau = \frac{G}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{423}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2} = 149,27 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,6 \cdot \sigma_d \tau = 2160 \text{ kg/cm}^2)$

$\sigma_{ta} = \frac{NI}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{3759,32}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2} = 1326,58 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta} (0,7 \sigma_d = 2520 \text{ kg/cm}^2)$

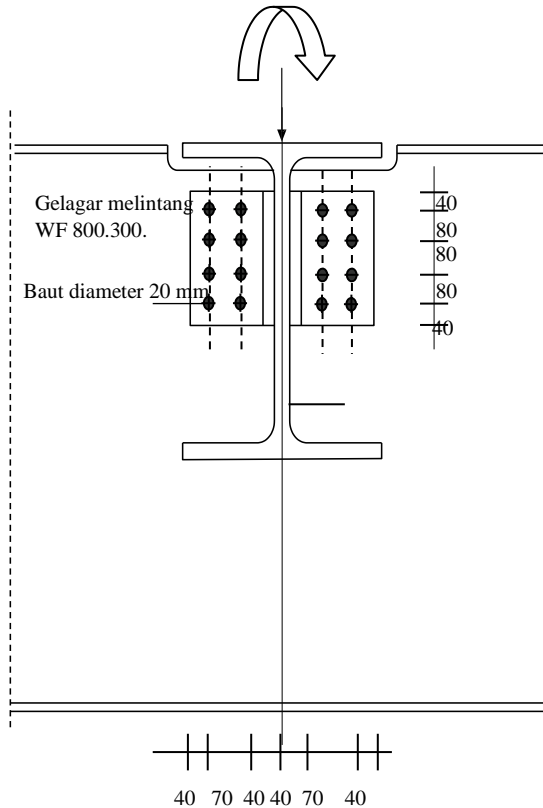
$\sigma_I = \sqrt{\sigma_{ta}^2 + 3 \times \tau^2} = \sqrt{1326,58^2 + 3 \times 149,27^2} = 1351,54 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_d (3600 \text{ kg/cm}^2)$

Jadi sambungan tersebut aman.

---

### 5.4.2.1.1. Hubungan antara gelagar melintang

Digunakan Profil  $\perp$  150.150.14



**Gambar 5.33. Hubungan antara gelagar melintang  
Dengan siku penghubung**

Syarat penyambungan :

Diapakai baut  $\varnothing$  20mm, maka :

Jarak antar baut (a) :

---

$$3\emptyset \leq a \leq 6\emptyset$$

$$3 \times 20 \leq a \leq 6 \times 20$$

$$57 \leq a \leq 114$$

A diambil 80 mm

Jarak baut ke tepi sambungan (c) :

$$c \geq 2\emptyset$$

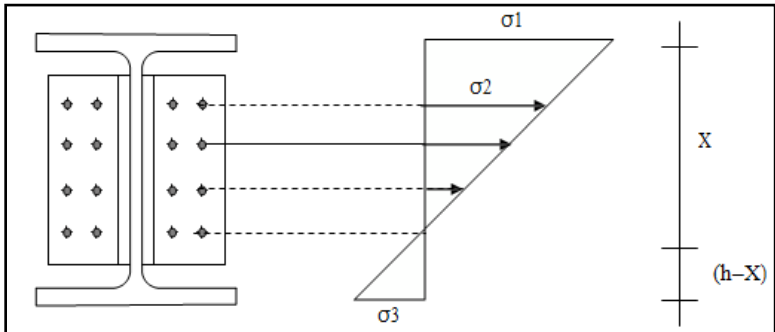
$$c \geq 2 \times 20$$

$$c \geq 38$$

c diambil 40 mm

Bj Baut 52 ( $\sigma_d = 3600 \text{ kg/cm}^2$ )

Gaya Geser ( $V_n$ )= 103,672 kN



Baut dianggap sebagai plat dengan lebar :

$$\delta = \frac{2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2}{g} ; \text{digunakan baut diameter } 20 \text{ cm,}$$

---


$$\delta = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2}{10} = 0,567 \text{ cm}$$

jarak garis netral (x)

$$\delta \times X \times \frac{1}{2} \times X = b' (h-X) \times \frac{1}{2} \cdot (h-X)$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \times 0,567 \times X^2 &= \frac{1}{2} (0,75 \times 20) \times (40 - X)^2 \\ &= 12000 - 600X + 7,5X^2 - 0,2835X^2 \end{aligned}$$

$$X = 33,49 \text{ cm}$$

$$(h - X) = 40 - 33,49 = 6,51 \text{ cm}$$

Tegangan lentur yang terjadi :

$$\left( \frac{1}{2} \sigma_1 \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X \right) + \left( \frac{1}{2} \sigma_3 \times b' (h - X) \times \frac{2}{3} (h - X) \right) = M$$

$$\left( \frac{1}{2} \sigma_1 \times 0,567 \times 33,49 \times \frac{2}{3} \times 33,49 \right) + \left( \frac{1}{2} \sigma_3 \times (0,75 \times 20) \times 6,51 \times \frac{2}{3} \times 6,51 \right) = 11881$$

$$211,98 \times \sigma_1 + 211,9 \times \sigma_3 = 11881 \text{ kNcm}$$

$$211,98 \times \sigma_1 + 211,9 (0,194 \times \sigma_1) = 11881 \text{ kNcm}$$

$$253 \sigma_1 = 11881 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 46,96 \text{ kN ( 4696 kg/cm}^2 \text{ )}$$

$$\sigma_2 = \frac{33,49 - 6,51}{33,49} \times \sigma_1 = 3783,2 \text{ kg/cm}^2$$

jadi gaya yang dipikul baut teratas =

$$\begin{aligned} N &= \delta \times g \times \sigma_2 = 0,567 \times 10 \times 3783,2 \text{ kg/cm}^2 = \\ &21450,74 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

---

Per baut NI =  $\frac{1}{4} \times 21450,74 = 5362,69 \text{ kg/cm}^2$   
(tarik)

$$\text{Geser : } G = \frac{\text{Gaya geser}}{\text{Jml baut}} = \frac{67,74}{16} = 4,23 \text{ kN (423 kg)}$$

Kontrol tegangan yang timbul pada baut :

$$\sigma_{tp} = \frac{G}{d.t} = \frac{423}{1,9 \times 1} = 222,63 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{tp}' (1,5 \cdot \sigma_d = 5400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\tau = \frac{G}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{423}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2} = 149,27 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,6 \cdot \sigma_d = 2160 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma_{ta} = \frac{NI}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{5362,69}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,9^2} = 1892,37 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}' (0,7 \cdot \sigma_d = 2520 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\begin{aligned} \sigma_I &= \sqrt{\sigma_{ta}^2 + 3 \times \tau^2} \\ &= \sqrt{1892,37^2 + 3 \times 149,27^2} \\ &= 1909,95 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_d (3600 \text{ kg/cm}^2) \end{aligned}$$

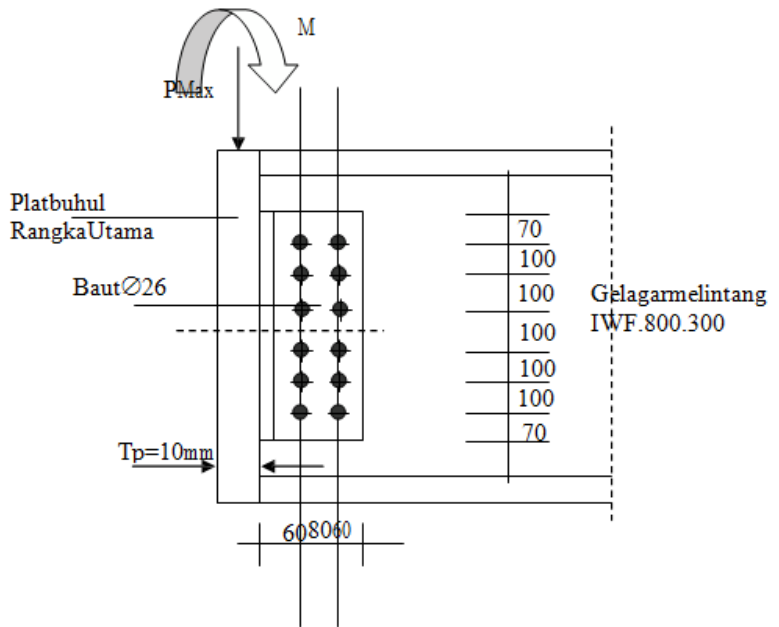
Jadi sambungan tersebut aman.

---

## 5.4.2.2. Hubungan Gelagar Melintang dan Rangka Utama

### 5.4.2.2.1 Hubungan antara gelagar melintang dengan siku penghubung

Untuk plat penyambung digunakan profil L .200.200.16



Gambar 5.34. Hubungan antara gelagar melintang dengan siku penghubung

Syarat penyambungan :

Dipakai baut  $\text{Ø} 26$  mm, maka :



---

Jarak antar baut ( a ) :

$$3\varnothing \leq a \leq 6\varnothing$$

$$3 \times 26 \leq a \leq 6 \times 26$$

$$78 \leq a \leq 156$$

a diambil 100 mm

jarak baut ke tepi sambungan ( c ) :

$$c \geq 2\varnothing$$

$$c \geq 2 \times 26$$

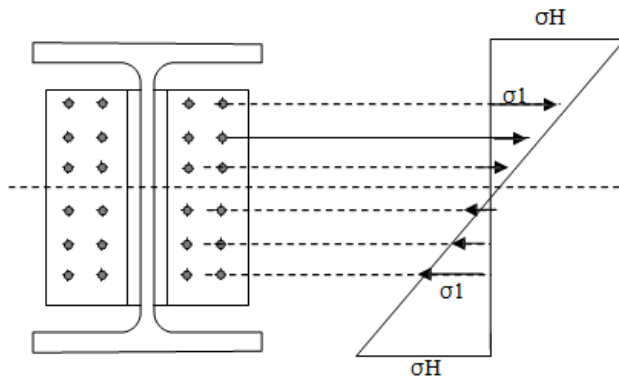
$$c \geq 52$$

c diambil 70 mm

Bj baut 52 ( $\sigma_d = 3600 \text{ kg/cm}^2$ )

Gaya Momen : 0 kNcm

Gaya Geser : kN



Baut dianggap sebagai dengan lebar :

---

$\delta =$  ; digunakan baut diameter 26 cm,

$$\delta = 1,061 \text{ cm}$$

$$\text{jarak garis netral ( X )} = \frac{1}{2} \times 80 = 40 \text{ cm}$$

Tegangan lentur yang terjadi :

$$\frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X + \frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X = M$$

$$2 \left( \frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X \right) = M$$

$$2 \times \left( \frac{1}{2} \sigma_h \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X \right) = 47449 \text{ kNcm}$$

$$1131,74 \times \sigma_h = 47449 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_h = 41,93 \text{ kN/cm}^2 \text{ (4193 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = 4193 = 2620,63 \text{ kg/cm}^2$$

jadi gaya yang dipikul baut teratas =

$$N = \delta \times g \times \sigma_1 = 1,061 \cdot 10 \cdot 2620,63 \text{ kg/cm}^2 \\ = 27804,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Per baut NI} = \frac{1}{4} \times 27804,88 = 6951,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Geser : G} = 9,20 \text{ kN (920 kg)}$$

---

Kontrol tegangan yang timbul pada baut :

$$\sigma_{tp} = = = 353,85 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{tp}' (1,5 \cdot \sigma_d = 540 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\tau = = = 173,37 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,6 \times \cdot \sigma_d = 2160 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma_{ta} = = = 2035,71 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta}' (0,7 \cdot \sigma_d = 2520 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\sigma_I = =$$

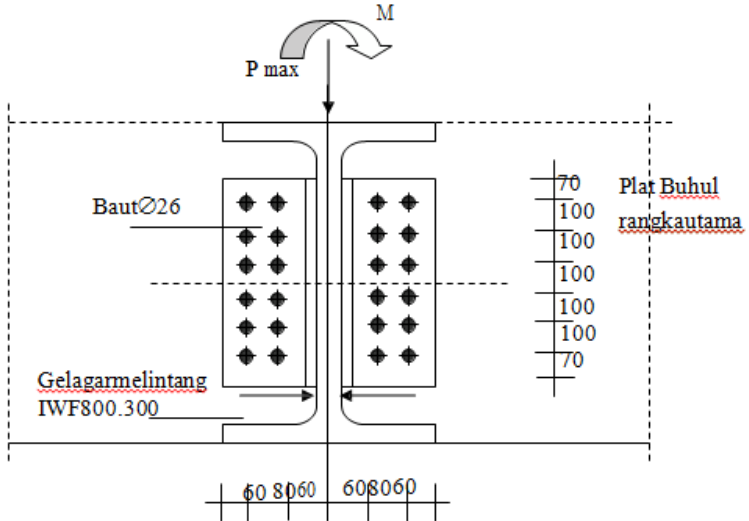
$$= 2057,74 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_d (3600 \text{ kg/cm}^2)$$

Jadi sambungan tersebut aman.

---

#### 5.4.2.2.2. Hubungan antara plat buhul rangka utama dengan siku penghubungnya

Digunakan Profil L. 200.200.16



**Gambar 5.35. Hubungan antara siku penghubung dengan rangka utama**

Syarat penyambungan :

Dipakai baut  $\varnothing$  26 mm, maka :

Jarak antara baut (a) :

$$3 \varnothing \leq a \leq 6 \varnothing$$

$$3 \times 26 \leq a \leq 6 \times 26$$

---

$$78 \leq a \leq 156$$

a diambil 100 mm

jarak baut ke tepi sambungan ( c ) :

$$c \geq 2 \varnothing$$

$$c \geq 2 \times 26$$

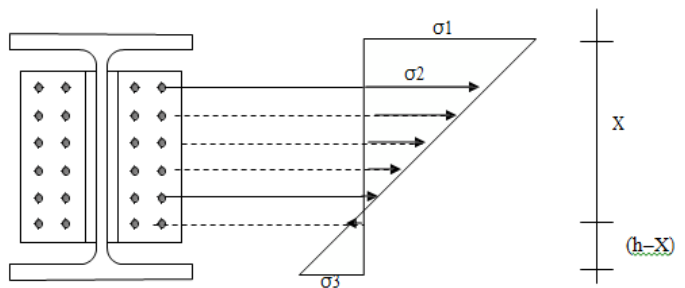
$$c \geq 52$$

c diambil 70 mm

Bj baut 52 (  $\sigma_d = 3600 \text{ kg/cm}^2$  )

Gaya momen : kNcm

Gaya geser : kN



Baut dianggap sebagai plat dengan lebar :

; digunakan baut diameter 26 cm

$$= 1,061 \text{ cm}$$

Jarak garis netral ( X )

$$\Delta x X x \frac{1}{2} x X = b' ( h - X ) x \frac{1}{2} . ( h - X )$$

---


$$\frac{1}{2} \times 1,061 \times X^2 = \frac{1}{2} (0,75 \times 30) \times (80 - X)^2$$

$$= 7200 - 1800X + 11,25X^2 - 0,5305X^2$$

$$X = 65,73 \text{ cm}$$

$$(h - X) = 80 - 65,73 = 14,27 \text{ cm}$$

Tegangan lentur yang terjadi :

$$\frac{1}{2} \sigma_1 \times \delta \times X \times \frac{2}{3} \times X + \frac{1}{2} \sigma_3 \times b'(h - X) \times \frac{2}{3} (h - X) = M$$

$$\left( \frac{1}{2} \sigma_1 \times 1,061 \times 65,73 \times \frac{2}{3} \times 65,73 \right) + \left( \frac{1}{2} \times \sigma_3 \times 22,5 \times 14,27 \times \frac{2}{3} \times 14,27 \right) = 94898$$

$$1528,07 \times \sigma_1 + 1527,25 \times \sigma_3 = 94898 \text{ kNcm}$$

$$1528,07 \times \sigma_1 + 1527,25 (0,194 \times \sigma_1) = 94898$$

$$\text{kNcm}$$

$$1824,36 \times \sigma_1 = 94898 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 52,02 \text{ kN (5202 kg/cm}^2)$$

$$\sigma_2 = x = 4072,64 \text{ kg/cm}^2$$

jadi gaya yang dipikul baut teratas ( yang paling ekstrim) =

$$N = \delta \times g \times \sigma_2 = 1,061 \times 10 \times 4072,64$$

$$\text{kg/cm}^2 = 43210,76 \text{ kg/cm}^2$$

---

Per baut NI =  $\frac{1}{4} \times 43210,76 = 10802,69$   
kg/cm<sup>2</sup> (tarik)

$$\text{Geser : } G = \frac{\text{Gaya geser}}{\text{Jml baut}} = \frac{220,86}{24} = 9,20 \text{ kN (920 kg)}$$

Kontrol tegangan yang timbul pada baut :

$$\sigma_{tp} = \frac{G}{d \cdot t} = \frac{920}{2,6 \times 1} = 353,85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{tp} (1,5 \cdot \sigma_d = 5400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\tau = \frac{G}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{920}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 2,6^2} = 173,37 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,6 \times \sigma_d)$$
$$= 2160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ta} = \frac{\text{NI}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2} = \frac{10802,69}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 2,6^2} = 2035,71 \text{ kg/cm}^2 < \tau' (0,7 \times \sigma_d)$$
$$= 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{ta}^2 + 3 \times \tau^2} = \sqrt{2035,71^2 + 3 \times 173,37^2}$$
$$= 2057,74 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_d (3600 \text{ kg/cm}^2)$$

Jadi sambungan tersebut aman.

---

### 5.4.2.3. Hubungan Pertambatan Angin

#### 5.4.2.3.1. Pertambatan angin Atas

1. Hubungan pertambatan angin dengan pelat penghubung :

Digunakan baut  $\varnothing$  16 mm

Jarak antar paku ( a ) :

Jarak antar baut ( a ) :

$$3 \varnothing \leq a \leq \varnothing$$

$$3 \times 16 \leq a \leq 6 \times 16$$

$$48 \leq a \leq 96$$

a diambil 50 mm

jarak baut ke tepi sambungan ( c ) :

$$c \geq 2 \varnothing$$

$$c \geq 2 \times 16$$

$$c \geq 32$$

c diambil 35 mm

tebal pelat buhul (  $\delta$  ) diambil = 15 mm

sambungan irisan 1

$$= 0,9375 > 0,314 \dots \dots \dots \text{ Pengaruh geser}$$

:

Besarnya kekuatan sebuah baut akibat pengaruh



---

geser ( Pgs )

$$\begin{aligned} Pgs &= 0,6 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \times v \sigma \text{ ijin} \\ &= 0,6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1,6^2 \cdot 160 \times 0,1 \\ &= 19,292 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung jumlah baut ( n )

$$n = \frac{S}{Pgs}$$

dimana S adalah gaya batang yang menentukan

a. Sambungan batang vertical :

$$S = - 16,36 \text{ kN}$$

$$n = \frac{16,36}{19,292} = 0,848 \text{ (dipakai 2}$$

buah baut)

b. Sambungan batang diagonal :

$$S = - 27,2657 \text{ kN}$$

$$n = \frac{27,2657}{19,292} = 1 \text{ (dipakai 2}$$

buah baut)

2. Sambungan antara pelat buhul dan gelagar induk

Digunakan las sudut datar sama kaki :

Syarat-syarat pengelasan :

$$a \leq ( \delta + 2 ) / 2$$

---

$$a \leq (15 + 2) / 2$$

$$a \leq 8,5 \text{ mm}$$

menghitung panjang las :

panjang potongan 20 cm ( dihitung sekuat profilnya )

gaya maksimum dapat dipikul oleh plat dengan ukuran 200.15

$$S_{\max} = \sigma_1 \times F_{\text{plat}}$$

$$= 160 \times 0,1 \times 20 \times 1,5 = 480 \text{ kN}$$

Las dan gaya membentuk sudut  $45^\circ$

Menurut Huber Hengki :

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_i}{\sqrt{(\sin^2 \alpha + 3 \cos^2 \alpha)}}$$

$$\sigma_\alpha = 0,71 \sigma_i \quad \alpha = 45^\circ$$

maka :

$$F_{\text{las}} = \frac{S_{\max}}{\sigma_\alpha}$$

$$0,8 \times L_{\text{netto}} = \frac{480}{\sqrt{(0,71 \times 160)}}$$

$$L_{\text{netto}} = 31,69 \text{ cm}$$

Panjang las harus memenuhi syarat  $L_{\text{netto}} \max$

$$L_{\text{netto}} < 40 \times a = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

---

$$L_{\text{netto}} = \frac{31,69}{2} = 15,85$$

$$L_{\text{brutto}} = L_{\text{netto}} + 3a = 15,85 + (3 \times 0,8) = 18,24 \text{ cm}$$

Diambil L las 19 cm untuk setiap panjang plat 20 cm

#### **5.4.2.3.1. Pertambahan Angin Bawah**

- Hubungan pertambahan angin dengan sayap gelagar melintang digunakan baut  $\varnothing$  16 mm

Menghitung jumlah baut ( n )

$$n =$$

- Sambungan batang diagonal :

$$S = 40,6348 \text{ kN}$$

$$n = 2,122 \text{ ( dipakai 2 buah baut )}$$

#### **5.4.2.4. Menghitung Jumlah Baut**

Direncanakan menggunakan baut  $\varnothing$  32 mm

Jarak antar baut ( a ) :

$$3 \varnothing \leq a \leq 6 \varnothing$$

$$3 \times 32 \leq a \leq 6 \times 32$$

$$96 \leq a \leq 192, \quad a \text{ diambil } 100 \text{ mm}$$

---

Jarak baut ke tepi sambungan ( c ) :

$$c \geq 2 \varnothing$$

$$c \geq 2 \times 32$$

$$c \geq 64, \quad c \text{ diambil } 70 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi profil ( e ) :

$$e \geq 1,5 \varnothing$$

$$e \geq 1,5 \times 32$$

$$e \geq 48, \quad e \text{ diambil } 50 \text{ mm}$$

Tebal pelat buhul (  $\delta$  ) diambil = 15 mm

Sambungan irisan 1

$$\frac{\delta}{\varnothing} = \frac{15}{16} = 0,469 > 0,314 \dots \dots \dots$$

Pengaruh geser :

Besarnya kekuatan sebuah baut akibat pengaruh geser ( P<sub>gs</sub> ) dengan menggunakan baut mutu tinggi (  $\sigma_{leleh} = 360 \text{ Mpa}$  )

$$\begin{aligned} P_{gs} &= 0,6 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2 \times \sigma \\ &= 0,6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 3,2^2 \times 360 \times 0,1 \\ &= 173,63 \text{ kN} \end{aligned}$$

---

Menghitung jumlah baut ( n )

$$n = \frac{S}{Pgs}$$

a. Sambungan batang vertical :

$$n = \frac{S}{Pgs}$$

$$n = \frac{4067,708}{173,63} = 23,42 \text{ (dipakai 23 buah)}$$

b. Sambungan batang diagonal :

$$n = \frac{S}{Pgs}$$

$$n = \frac{4010,417}{173,63} = 23,09 \text{ (dipakai 23 buah)}$$

c. Sambungan batang diagonal tarik

$$n = \frac{1042,708}{173,63} = 6 \text{ buah}$$

d. Sambungan batang diagonal tekan

$$n = \frac{1638,542}{173,63} = 9,43 \text{ ( pakai 9 buah )}$$

---

### 5.4.3. Perhitungan Elastomer

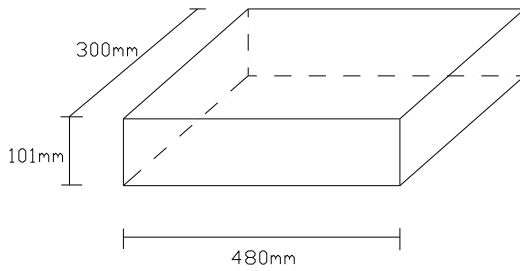
Kekuatan elastomer menurut Jembatan Rangka Australia (Mc. Millan, Britten & Kell) sebagai berikut :

Tabel 5.4 Jenis Elastomer

<b>Jenis</b>	<b>Ukuran (mm)</b>	<b>Beban Max (kN)</b>
TRB 1	480-300-87	2435
TRB 2	480-300-101	3600
TRB 3	350-280-97	540
TRB 4	350-280-117	540

Reaksi perletakan terbesar akibat combo 1 ( 3184,439) kN

Maka digunakan elastomer jenis TRB 2 dengan beban maksimum 3184,439 kN, dengan ukuran 480-300-101 mm<sup>3</sup>

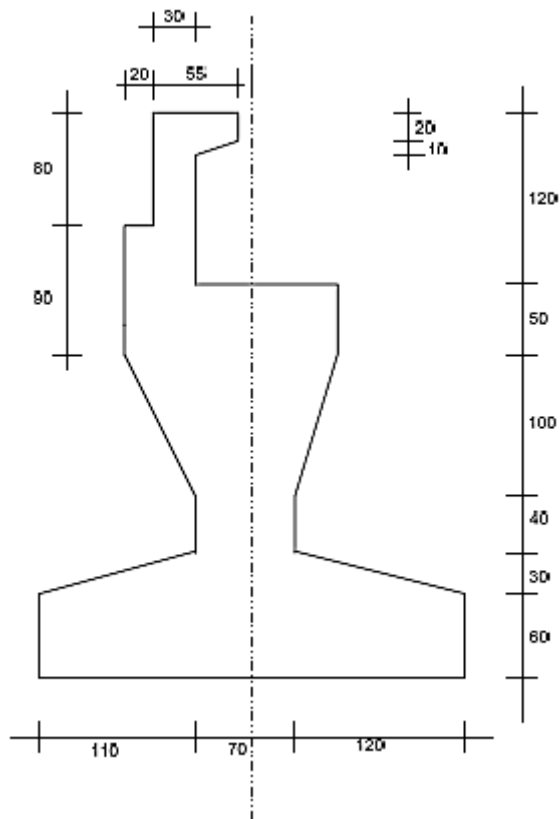


**Gambar 5.36. Penampang Elastomer Jenis TRB.1**

---

## 5.5. PERENCANAAN DETAIL BANGUNAN BAWAH

### 5.5.1. Perencanaan Abutmen



Gambar 5.37. Penampang Abutmen



---

### **5.5.1.1. Pembebanan abutment**

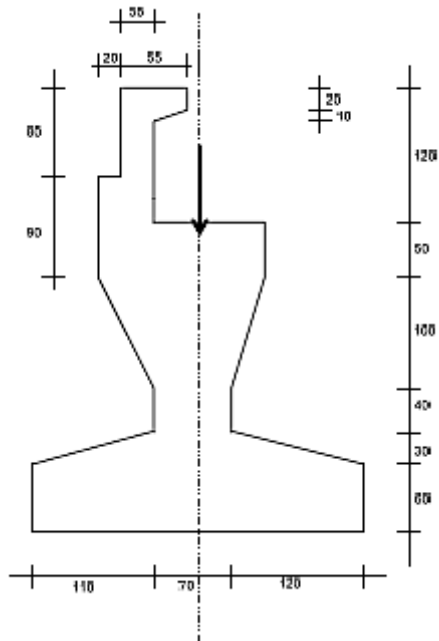
Berdasarkan PPPJJR, gaya-gaya yang bekerja pada abutment antara lain :

1. Beban mati meliputi :
  - a. Beban mati bangunan atas
  - b. Berat sendiri
  - c. Gaya akibat beban vertical tanah
  
2. Beban hidup meliputi :
  - a. Beban lalu lintas bangunan atas
  - b. Gaya akibat tekanan tanah aktif
  - c. Beban gempa
  - d. Beban angin
  - e. Gaya rem dan traksi
  - f. Gaya gesekan pada tumpuan

### **Beban Mati**

#### **Beban Mati Akibat Gaya Vertikal**

##### **a. Beban mati akibat bangunan atas**



**Gambar 5.38. Penampang Pembebanan abutmen akibat gaya vertical**

$$P_{DL} = 805,232 \times 2 = 1610,464 \text{ kN}$$

Momen akibat beban mati bangunan atas terhadap titik A.

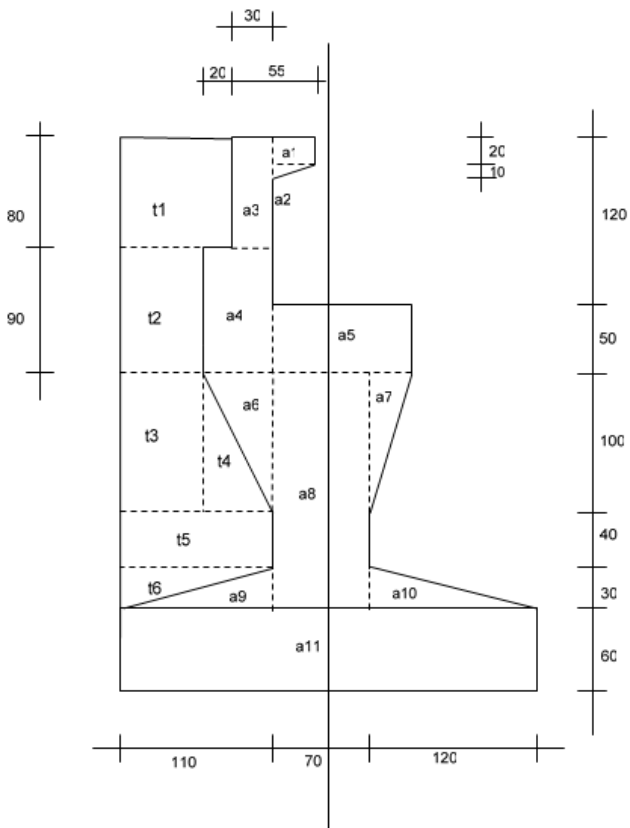
$$\begin{aligned} M_{DL} &= 5506,49 \text{ kN} \times 1,5 \text{ m} \\ &= 8259,735 \text{ kNm} \end{aligned}$$

---

**b. Gaya akibat beban sendiri abutment**

Dengan : - Lebar abutment = 10 m

Berat jenis beton = 25 kN/m<sup>3</sup>



**Gambar 5.39. Pembebanan akibat berat sendiri abutmen**

---

**Tabel 5.3. Pembebanan akibat berat sendiri abutmen**

No	Berat ( W ) – kN	X ( m )	W x X ( KNm )
a1	$0,25 \times 0,2 \times 25 \times 10 = 12,5$	1,775	22,19
a2	$\frac{1}{2} \times 0,25 \times 0,1 \times 25 \times 10 = 3,125$	1,8167	5,68
a3	$0,3 \times 0,8 \times 10 \times 25 = 6$	2,05	12,3
a4	$0,5 \times 0,9 \times 10 \times 25 = 112,5$	2,15	241,875
a5	$1,0 \times 0,5 \times 10 \times 25 = 125$	1,4	175
a6	$\frac{1}{2} \times 0,5 \times 1,0 \times 10 \times 25 = 81,25$	2,067	167,94
a7	$\frac{1}{2} \times 0,3 \times 1,0 \times 10 \times 25 = 48,75$	1,10	53,625
a8	$0,7 \times 1,7 \times 10 \times 25 = 432,25$	1,55	669,98
a9	$\frac{1}{2} \times 1,1 \times 0,3 \times 10 \times 25 = 89,375$	2,266	202,52
a10	$\frac{1}{2} \times 1,2 \times 0,3 \times 10 \times 25 = 97,5$	0,8	78
a11	$3 \times 0,6 \times 10 \times 25 = 585$	1,5	877,5
	$\Sigma = 1708,70$		$\Sigma = 2717,72$

$$\text{Titik berat } X_0 = \frac{\Sigma W \times X}{\Sigma W} = \frac{2717,72}{1708,70} = 1,59 \text{ m}$$

Berat sendiri abutmen (  $A_A$  ) 1708,70 KN

Momen akibat berat abutmen terhadap titik A (  $M_{AA}$  ) =  
2717,72 kNm.

---

**c. Gaya akibat beban vertical tanah**

Dengan berat jenis tanah = 13,95 KN/m<sup>3</sup>

Tabel 5.4 Pembebanan akibat beban tanah diatas abutmen

No	Berat Tanah ( W ) KN	X (m)	W x Y	Y	W x Y
t1	0,8 x 0,8 x 10 x 13,95 = 111,6	2,6	290,16	3,4	379,44
t2	0,6 x 0,9 x 10 x 13,95 = 73,24	2,7	197,75	2,75	201,41
t3	0,6 x 1,0 x 10 x 13,95 = 104,625	2,7	282,49	2,00	209,25
t4	0,5 x 1,0 x 10 x ½ x 13,95 = 43,6	2,46	89,82	1,83	79,79
t5	1,1 x 0,4 x 10 x 13,95 = 76,725	2,46	187,98	1,30	99,74
t6	½ x 1,1 x 0,3 x 10 x 13,95 = 47,95	2,63	126,11	0,934	44,78
	Σ = 457,74		1174,31		1014,41

$$\text{Titik berat} = X_0 = \frac{\sum W x X}{\sum W} = \frac{117,31}{457,74} = 2,56 \text{ m}$$

$$Y_0 = \frac{\sum W x Y}{\sum W} = \frac{1014,41}{457,74} = 2,22 \text{ m}$$

Berat sendiri (T<sub>p</sub>) = 457,74 KN

Momen akibat berat tanah terhadap titik A (M<sub>p</sub>) =

1174,31 KNm

---

## Beban Hidup

### 1. Beban hidup akibat gaya vertical

#### a. Beban lalu lintas pada bangunan atas

$$\begin{aligned} P_{Lt} &= 1542,545 \text{ kN} \times 2 \\ &= 3085,09 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen akibat beban hidup pada bangunan atas terhadap titik A

$$M_{Lt} = 625 \times 1,5 \text{ m} = 937,5 \text{ kNm}$$

### 2. Beban Hidup Akibat Gaya Horizontal

#### b. Gaya akibat tekanan tanah aktif

Diambil tanah dengan data-data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \gamma_t &= 13,95 \text{ KN/m}^3 \\ \emptyset &= 17^\circ \\ c &= 9 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Koefisien Tanah Aktif :

$$K_a = \text{tg}^2 (45 - \emptyset/2) = \text{tg}^2 (45 - 17/2) = 0,55$$

Tegangan – tegangan yang terjadi :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= q \times K_a - 2 \times c \times x \\ &= 122,5 \times 0,55 - 2 \times 9 \times x \\ &= 54,03 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= (\gamma \times K_a \times h) \\ &= 13,95 \times 0,55 \times 4 \\ &= 30,69 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

**Tabel 5.5. Pembebanan akibat tekanan tanah aktif**

No	Tekanan Tanah (KN)	Y ( m )	Tekanan Y ( KNm)
P1	$54,02 \times 4 \times 10 = 2160,8$	2,0	4321,6
P2	$\frac{1}{2} \times 30,69 \times 4 \times 10 = 613,8$	1,33	816,35
	$\Sigma = 2774,6$		$\Sigma = 5137,95$

Tekanan tanah ( Pa ) = -2774,6 kN

Momen akibat tekana tanah terhadap titik A

$$( M_{Pa} ) = - 5137,95 \text{ kN.m}$$

**c. Gaya akibat gempa bumi**

$$K = E \times G_p$$

Dengan :

K = Gaya horizontal akibat gempa

E = Koefisien gempa ( zona jawa timur = 0,7 )

G<sub>p</sub> = Muatan mati dari struktur yang ditinjau ( kN)

Tabel 5.6. Pembebanan akibat gempa

No	Gp (kN)	Y ( m )	Gp x Y ( kN.m)
K1	$P_{LL} + P_{DL} = 13641,91$	2,80	38187,33
K2	$A_p = 1708,70$	1,42	2426,354
K3	$A_p = 2774,6$	2,22	6159,612
	$\Sigma = 18125,21$		$\Sigma = 45,773,296$

Dengan :

$A_p$  : berat sendiri abutmen

$P_p$  : tekanan tanah

Besarnya gaya gempa :

$$\begin{aligned}
 K_k &= E \times G_p \\
 &= 0,07 \times 18125,21 \\
 &= 2718,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Besarnya momen terhadap titik A akibat gaya gempa :

$$\begin{aligned}
 M_{Kk} &= 45773,296 \times 1,5 \\
 &= 6865,99 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$



---

**d. Gaya mendatar akibat gaya angin**

Beban angin

1. Beban angin sebesar  $150 \text{ kg/m}^2$  arah horizontal dibagi merata pada bidang vertical jembatan.
2. Bidang vertical beban hidup ditetapkan sebagai suatu permukaan bidang vertical yang mempunyai tinggi menerus sebesar 2 meter diatas lantai kendaraan.

3. Data teknis perencanaan petambatan angin :

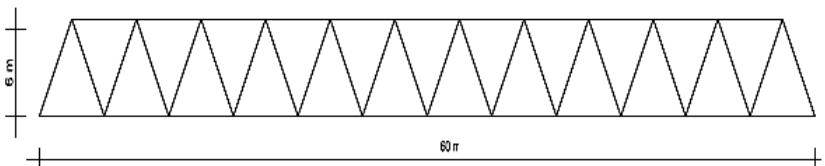
$$\text{Tekanan angin (w)} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Panjang sisi bawah jembatan} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sisi atas jembatan} = 55 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi jembatan} = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang rangka utama (A)} &= \left(\frac{60+55}{2}\right) \times 6 \\ &= 345 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



**Gambar 5.40. Bidang rangka induk**

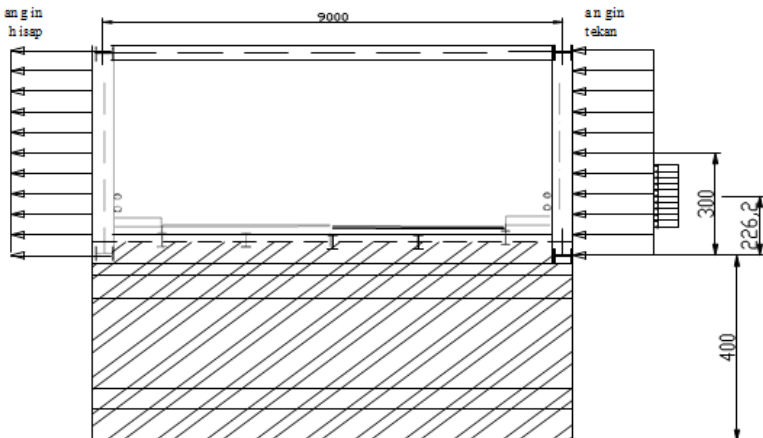
---

Beban angin pada sisi rangka jembatan (dl) :

$$\begin{aligned}d1_{\text{tekan}} &= 50\% \times (30\% \times A) \times W \\ &= 50\% \times (30\% \times 345) \times 150 \\ &= 7762,5\text{kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d2_{\text{hisap}} &= 50\% \times (15\% \times 345) \times 150 \\ &= 3881,25 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah beban angin} &= 7762,5 + 3881,25 + 18000 \\ &= 29643,75 \text{ kg} = 296437,5 \text{ N}\end{aligned}$$



**Gambar 5.41. Pembebanan angin pada rangka jembatan**

---

Jarak sisi rangka jembatan yang terkena beban angin :

$$\begin{aligned} S1 = S2 &= 0,5 \times \text{tinggi jembatan} \\ &= 0,5 \times 6 \\ &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

**Beban angin pada muatan hidup setinggi 2 m**

Tinggi profil glegar melintang ( $h_1$ ) = 80,8 cm (IWF 800.300.16.30)

Tebal sayap glegar melintang ( $h_2$ ) = 3,0 cm (IWF 800.300.16.30)

Lebar profil rangka induk ( $h_3$ ) = 45 cm (IWF 498.432.45.70)

Tebal pelat lantai kendaraan ( $h_4$ ) = 20 cm

Tebal lapis perkerasan ( $h_2$ ) = 5 cm

Tinggi bidang vertikal beban hidup ( $h_6$ ) = 200 cm

$$\begin{aligned} S3 &= \left( h_1 - h_2 - \frac{h_3}{2} \right) + h_4 + h_5 + \frac{h_6}{2} \\ &= ( 80,8 - 3,0 - 22,5 ) + 20 + 5 + 100 \\ &= 226,2 \text{ cm} \\ &= 2,262 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap A :

$$Y1 = Y2 = 4 + 2,2262 = 6,2262 \text{ m}$$

$$Y3 = 4 + 3 = 7 \text{ m}$$

Momen terhadap titik A :

---


$$\begin{aligned}
Ma &= d1 \times Y1 + d2 \times Y2 + d3 \times Y3 \\
&= ( 7762,5 \times 6,262 ) + ( 3881,25 \times \\
&6,262 ) + (18000 \times 7) \\
&= 198913,1625 \text{ kg.n} \\
&= 1989,131625 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

#### **f. Gaya rem dan traksi**

berdasarkan PPPJJR 1987, gaya rem dan traksi bekerja sebesar 5% dari muatan D tanpa koefisien kejut yang memenuhi semua jalur lalu lintas yang ada dan dalam satu jurusan.

Beban hidup = 13,65 ton

Beban merata ( L = 60 m )

$$= 1,65 \text{ t/m}$$

Beban P = 12 t

$H_{RT} = 5\% \times 13,65 \text{ ton}$

$$= 0,685 \text{ ton}$$

Lengan gaya dan traksi terhadap titik sentris

$$h + 1,2 = 4 + 1,2 = 5,2 \text{ m}$$

momen gayarem dan traksi terhadap titik eksentrisitas pancang

---

$$\begin{aligned}M_{RT} &= H_{RT} \times (h + 1,2) \\ &= 0,685 \times 5,2 \text{ m} \\ &= 3,562 \text{ ton.m} = 35,62 \text{ kNm}\end{aligned}$$

**g. Gaya gesekan pada tumpuan (PMI 1970)**

$$\begin{aligned}H &= 0,01 \times \text{beban mati} \\ &= 0,01 \times 2753,245 \text{ kN} \\ &= 27,53 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M &= H \times \text{Tinggi abutmen} \\ &= 27,53 \times 4 \text{ m} \\ &= 110,12 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

### 5.5.1.2. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.7. Berbagai kombinasi pembebanan untuk kondisi *ultimate*

Kombinasi Pembebanan dan Gaya	Tegangan yang digunakan dalam persen terhadap tegangan izin keadaan elastis
I. $M + (H+K) + Ta + Tu$	100%
II. $M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm$	125%
III. $Komb.I + Rm + Gg + A + SR + Tm + S$	140%
IV. $M + Gh + Tag + Gg + AHg + Tu$	150%
V. $M + P1$	
VI. $M + (H+K) + Ta + S + Tb$	130%
	150%

Sumber : PPJJR

Dengan :

$M$  = beban mati (kN)

$H+K$  = beban hidup dengan kejut (kN)

$Ah$  = gaya akibat aliran dan hanyutan (kN)

$A$  = beban angin (kg/m)

$Rm$  = gaya akibat rem (kN)

- 
- $Gh$  = gaya horizontal ekivalen gempa bumi (kN)
- $AH_g$  = gaya akibat aliran dan hanyutan waktu gempa (kN)
- $Gg$  = gaya gesek tumpuan bergerak (kN)
- $Pl$  = gaya-gaya waktu pelaksanaan (kN)
- $S$  = gaya sentrifugal (kN)
- $SR$  = gaya akibat susut dan rangkai (kN)
- $Tm$  = gaya akibat perubahan suhu (selain susut dan rangkai) (kN)
- $Ta$  = gaya tekanan tanah (kN)
- $Tag$  = gaya tekanan tanah akibat gempa bumi (kN)
- $Tb$  = gaya Tumbuk (kN)
- $Tu$  = gaya angkat (kN)

a. Kombinasi 1 (  $M+(H+K) + T_a + T_u$  )  $\rightarrow$  100%

Beban		V ( kN )	H ( kN )	M ( kN.m )
M	Abutment	1708,70		2717,72
	Kons. atas	5506,49		8259,735
( H+K )	Hidup	450		675
T <sub>a</sub>	T Tnh Aktif		-2774,6	-5137,95
T <sub>u</sub>	g angkat			
Σ		7665,19	-2774,6	6514,500
100%		7665,19	-2774,6	6514,500

Tabel 5.8. Kombinasi 1 pada abutmen



---

b. Kombinasi 2 ( M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm )

→ 125%

Tabel 5.9. Kombinasi 2 pada abutmen

Beban		V ( kN )	H ( kN )	M ( kN.m )
M	Abutment	1708,70		2717,72
	Kons. atas	5506,49		8259,735
Ta	T Tnh Aktif		-2774,6	-5137,95
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ah	aliran			
A	angin		296,437	1989,132
Sr	susut			
Tm	suhu			
$\Sigma$		766,19	-2450,633	7718,517
125%		9581,488	-3063,292	19648,146

- 
- c. Kombinasi 3 ( komb 1 + Rm + Gg + A + Sr + Tm + S ) → 140%

Tabel 5.10. Kombinasi 3 pada abutmen

Beban		V ( kN )	H ( kN )	M ( kN.m )
Komb 1		7665,19	-2774,6	6514,505
Rm	rem		6,85	35,62
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ah	Aliran			
A	Angin		296,437	1989,132
Sr	Susut			
Tm	Suhu			
S	sentrifugal			
$\Sigma$		7665,19	-2443,147	8649,377
140		10731,266	-3420,406	12109,128

d. Kombinasi 4 ( M + Gh + Tad + Gg + Agh + Tu ) →  
150%

Beban		V ( kN )	H ( kN )	M ( kN.m )
M	Abutmen	1708,70		2717,72
	g gempa	5506,49		8259,735
Gh	g gempa		985,25	2497,24
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ahg	Aliran gempa			
Tu	g angkat			
Σ		7215,19	1012,78	13584,818
150%		10822,785	1519,17	20377,223

Tabel 5.11. Kombinasi 3 pada abutmen

e. Kombinasi 5 ( M + P1 ) → 130%

Tabel 5.12. Kombinasi 5 pada abutmen

Beban		V ( kN )	H ( kN )	M ( kN.m )
M	Abutment	1708,70		2717,72
	Kons atas	5506,49		8259,735
P1	pelaksanaan			
Σ		1708,70		10977,455
130%		5506,49		16466,183

f. Kombinasi 6 ( M + (H+K) + Ta + S + Tb ) → 150%

Tabel 5.13. Kombinasi 6 pada abutmen

Beban		V ( kN )	H ( kN )	M ( kN.m )
M	Abutment	1708,70		2717,72
	Kons atas	5506,49		8259,735
(H+K)	Hidup	450		675
Ta	T Tnh Aktif		-2774,6	-5137,95
S	sentrifugal			
Σ		7665,19	-2774,6	6514,505
150%		11497,785	-4161,9	9771,176

---

Dipakai kombinasi 4

Data :

$$\Sigma V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma MV = 16466,183 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma MH = 3911,04 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

### 5.5.1.3. Kontrol pilar terhadap kestabilan konstruksi :

#### a. Tegangan

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma MV - \Sigma MH}{\Sigma V} < \frac{B}{6} \\ &= \frac{16466,183 - 3911,04}{10822,785} < \frac{B}{6} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{maks} &= \frac{\Sigma V}{\text{abutment} \times B} \times \left( 1 + 6 \times \frac{e}{B} \right) \\ &= \frac{10822,785}{10 \times 3} \times \left( 1 + 6 \times \frac{0,34}{B} \right) \\ &= 115,44 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\Sigma V}{\text{Abutmen}} \\ &= \frac{10822,785}{5,148} \end{aligned}$$

---

$$= 2102,5 \text{ kN/m}^2$$

### **b. Kontrol terhadap guling**

angka keamanan =  $n = 1,5$

$$\begin{aligned} a &= \frac{\Sigma_{MV}}{\Sigma_{MH}} > 1,5 \\ &= \frac{16466,183}{3911,04} > 1,5 \\ &= 4,21 > 1,5 \text{ (Aman !)} \end{aligned}$$

### **c. Kontrol terhadap geser**

$$\begin{aligned} a &= \frac{\Sigma_V - \tan \theta}{\Sigma_H} > 1,5 \\ &= \frac{10822,785 - \tan 17}{1519,17} > 1,5 \\ &= 7,12 > 1,5 \text{ (Aman !)} \end{aligned}$$

### **d. Kontrol terhadap daya dukung tanah**

Tegangan tanah yang terjadi pada dasar pondasi

$$\Sigma_V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma_H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma_M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

---


$$\sigma = -\left(\frac{V}{A}\right) \pm \left(\frac{M}{W}\right) = \frac{10822,785}{(10 \times 3)} \pm \frac{20377,223}{\frac{1}{6} \cdot 10 \times 3^2}$$

$$\sigma_1 = -187,4 + 356,04 = 168,64 \text{ kN/m}^2 (\sigma \text{ min})$$

$$\sigma_2 = -187,4 - 356,04 = 543,44 \text{ kN/m}^2 (\sigma \text{ max})$$

daya dukung tanah yang terjadi :

dari data tanah :

$$c = 12,8 \text{ KN/m}^3 \qquad N_c = 28$$

$$\phi = 26^\circ \qquad N_\phi = 16$$

$$\gamma = 1,41 (14,10 \text{ KN/m}^3) \qquad N_\gamma = 14$$

daya dukung pondasi :

$$\begin{aligned} q &= (c \cdot N_c) + (\gamma_{\text{sub}} \cdot D) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma) \\ &= 12,8 \cdot 28 + (4,1 \times 3) + (0,5 \cdot 14,1 \cdot 3,14) \\ &= 358,4 + 12,3 + 86,1 \\ &= 456,8 \text{ KN/m}^2 < \sigma \text{ max } (543,44 \text{ kN/m}^2) \end{aligned}$$

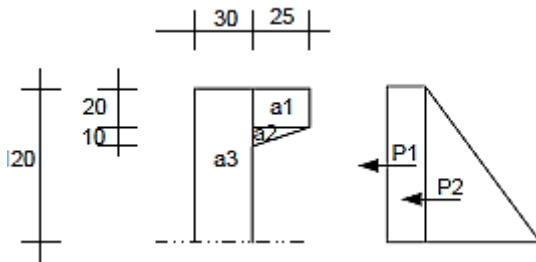
$q < \sigma \text{ max}$  ..... **Daya dukung tidak aman**

karena daya dukung tidak aman dan adanya tarik maka diperlukan pondasi dalam, dalam hal ini direncanakan menggunakan **pondasi tiang pancang**.

---

### 5.5.1.4. Penulangan Abutmen

#### a. Penulangan Kepala Abutmen



**Gambar 5.42. Pembebanan Kepala Abutmen Akibat Tanah Aktif**

Koefisien tanah aktif :

$$K_a = \text{tg}^2 ( 45^\circ - \phi/2 ) = \text{tg}^2 ( 45 - 17/2 ) = 0,55$$

Menurut pasal 1.4 P3JJR SKBI 1.3.28.1987, muatan lalu lintas dapat diperhitungkan sebagai merata senilai dengan tekanan tanah setinggi  $h = 60 \text{ cm}$ .

$$\begin{aligned} q_{\%} &= \gamma_1 \times h \\ &= 13,95 \text{ kN/m}^3 \times 0,6 \text{ m} \\ &= 8,37 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$q_1 = q_{\text{pelat injak}} + q_{\%}$$



$$= 21,33 + 8,37$$

$$= 29,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = q_1 \times K_a$$

$$= 29,7 \times 0,55 = 9,625 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \gamma \times h \times K_a$$

$$= 13,95 \times 1,2 \times 0,55$$

$$= 7,67 \text{ kN/m}^2$$

## Gaya Horizontal

Tabel 5.14. Gaya horizontal untuk pembebanan kepala abutment

No.	Berat	X ( m )	Berat . X ( kNm)
P1	$\sigma_1 \times L_{\text{abutment}} \times H$ $29,27 \times 10 \times 1,2 = 356,4$	0,6	213,84
P2	$\frac{1}{2} \times \sigma_2 \times L_{\text{abutment}} \times H$ $\frac{1}{2} \times 7,67 \times 10 \times 1,2 = 46,02$	0,4	18,41
	<b><math>\Sigma = 402,42</math></b>		<b>232,25</b>

Gaya horizontal tekanan tanah (Pa) = - 402,42 kN

Momen yang terjadi akibat tekanan tanah (M<sub>Pa</sub>) = - 232,25 kNm

---

## Gaya Vertikal

Tabel 5.15 Gaya vertikal akibat beban sendiri untuk pembebanan kepala abutment.

No.	Berat	X ( m )	Berat . X ( kNm)
a1	$0,25 \times 0,2 \times 10 \times 1,3 = 16,25$	0,425	13
a2	$\frac{1}{2} \times 0,25 \times 0,10 \times 25 \times 10 \times 1,3 = 4,06$	0,383	2,795
a3	$0,3 \times 1,2 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 78$	0,150	11,7
	$\Sigma = 110,5$		<b>27,495</b>

Gaya vertikal abutmen (A) = 110,5 kN

Momen kepala abutmen yang terjadi ( $M_A$ ) = 27,495 kNm

Penulangan utama Kepala Abutmen

$$\begin{aligned} M_u &= 232,25 - 27,495 \\ &= 204,755 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$P'_u = 110,5 \text{ kN}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

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

$$A_{gr} = 1000 \times 1000 = 10 \times 10^5$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \phi \text{ sengkang} - [\phi \text{ tul}/10 \times \\ &\text{jml\_baris} + 2.5 \times (\text{jml\_baris} - 1)]/2 \\ &= 300 - 40 - 10 - [(16 \times 1) + 2,5 (1-1)]/2 \end{aligned}$$

---

$$= 242 \text{ mm}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \left( 1 - \frac{1}{1,7} \times \rho \times f_y / f'_c \right)$$

$$\frac{204,755 \times 10^3}{1000 \times 242^2} = \rho \times 0,8 \times 3200 \left( 1 - 0,588 \times \rho \times 3200 / 300 \right)$$

$$16056,32 - 2520 \cdot \rho + 0,0069 = 0$$

$$\rho = 0,000266$$

Syarat  $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \beta_1 \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right], \text{ dimana } \beta_1 = 0,85$$

$$= 0,75 \times \beta_1 \left[ \frac{0,85 \times 30}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \right] = 0,0331$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$\rho_{\min} = 0,004375$$

$$\rho_{\max} = 0,0331$$

maka digunakan  $\rho = \rho_{\min} = 0,004375$

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

$$= 0,004375 \times 1000 \times 242$$

$$= 1058,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 6 D16 (  $A_s = 1194 \text{ mm}^2$  )

Asumsi Tul  $A_s'$  \_ terpasang = 7D 16 (  $1393 \text{ mm}^2$  )

---


$$\begin{aligned}
 d' &= \text{selimut beton} + \varphi \text{ sengkang} - [\varphi \\
 &\text{tul}/10 \times \text{jml\_baris} + 2,5 \times \\
 &(\text{jml\_baris} - 1)]/2 \\
 &= 40 - 10 - [(16 \times 1) + 2,5 (1-1)]/2 \\
 &= 58 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Ratio } A_s'/A_s = 1,16$$

$$\rho = A_s \text{ terpasang} / (b \times d) = 0,005$$

$$\rho' = A_s' \text{ terpasang} / (b \times d) = 0,006$$

$\rho > \rho_{\min}$ , berate penampang mencukupi, sehingga

$$\rho - \rho' = 0,0011$$

$$\beta_1 \times 0,85 \times f_c/f_y \times d'/d \times 6000/(6000 - f_y) = 0,0347$$

$$\text{jika } (\rho - \rho') < \beta_1 \times 0,85 \times f_c/f_y \times d' / d \times 6000 / (6000 - f_y)$$

dan  $\rho < \rho_{\text{maks}}$ , maka :

$$F = \rho \times f_y / (0,85 \times f_c) = 6,27450980392157 \times 10^{-2}$$

---

$$K = F \times (1 - F/2) = 6,07766243752403 \times 10^{-2}$$

$$\begin{aligned} M_n &= K \times b \times d^2 \times 0,85 \times f_c \\ &= 6,07766243752403 \times 10^{-2} \times 1000 \times 242 \times \\ &\quad 0,85 \times 300 \\ &= 907627 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Maka besarnya,

$$\begin{aligned} M_u &= 0,8 \times M_n = 726101 \text{ kg.cm} = \\ &726,101 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$M_u$  penampang >  $M_u$  hasil analisis struktur ( 204,755 kN.m ) ..... OK

### **Penulangan Geser Kepala Abutmen**

Syarat :  $V_u > \frac{1}{2} \phi V_c$

$$V_u = 402,42 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \phi \times b_w \times d = \frac{1}{2} 0,6 \times 1000 \times 242 = \\ &66274,429 \text{ N} \end{aligned}$$

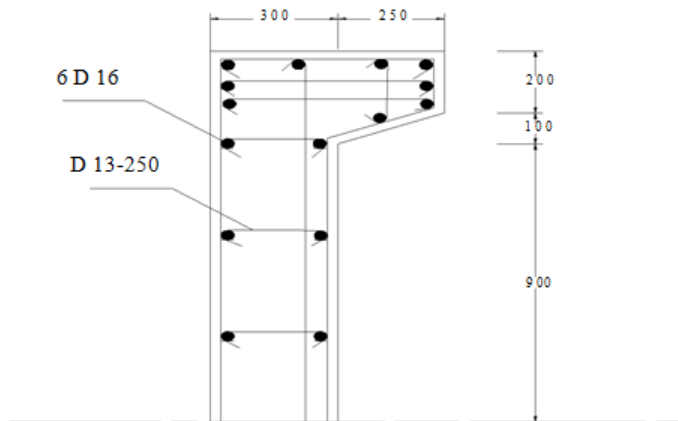
$$V_u > \frac{1}{2} \phi V_c \quad (404,42 \text{ kN} > 66,274 \text{ kN})$$

Dengan :  $s$  = jarak tulangan geser

$A_v$  = luas tulangan geser dengan jarak  $s$

---

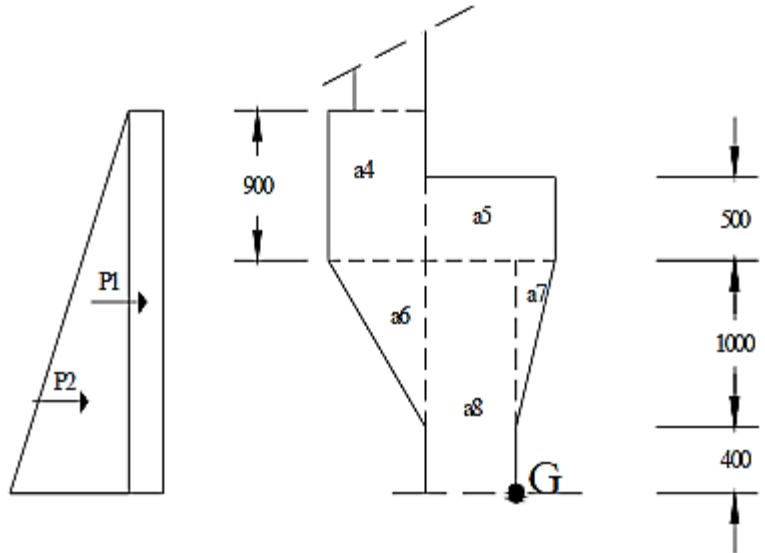
Digunakan tulangan geser praktis D13 – 250 ( $A_v = 531$  mm<sup>2</sup>)



**Gambar 5.43. Penulangan untuk kepala abutmen**

---

## b. Penulangan Badan Abutmen



**Gambar 5.44. Pembebanan Untuk Badan abutmen**

Koefisien tanah Aktif :

$$K_a = \text{tg}^2 ( 45^\circ - \phi/2 ) = \text{tg}^2 ( 45^\circ - 17/2 ) = 0,55$$

Menurut pasal 1.4 P3JJR SKBI 1.3.28.1987, muatan lalu lintas dapat diperhitungkan sebagai beban merata senilai dengan tekanan tanah setinggi  $h = 60$  cm.

---

$$\begin{aligned}q_x &= \gamma_1 \times h \\ &= 13,95 \text{ kN/m}^3 \times 0,6 \text{ m} \\ &= 8,37 \text{ kN/m}^2 \\ q_1 &= q \text{ pelat injak} + q_x \\ &= 21,33 + 8,37 \\ &= 29,7 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_1 &= q_1 \times K_a \\ &= 29,7 \times 0,55 \\ &= 9,625 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 &= \gamma \times h \times K_a \\ &= 13,95 \times 2,2 \text{ m} \times 0,55 \\ &= 16,88 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### **Gaya Vertikal**

- a. Beban mati akibat bangunan atas

$$P_{DL} = 5506,49 \text{ kN}$$

Momen akibat beban bangunan atas terhadap titik G

$$M_{PDL} = 5506,49 \text{ kN} \times 0,3 \text{ m} = 1651,95 \text{ kNm}$$

- b. Beban lalu lintas pada bangunan atas

$$L_t = 625 \text{ kN}$$



Momen akibat beban hidup pada bangunan  
atas terhadap titik G

$$MLt = 625 \text{ kN} \times 0,3 \text{ m} = 187,5 \text{ kNm}$$

c. Berat sendiri abutmen

Tabel. 5.16 Akibat berat sendiri untuk  
pembebanan badan abutmen.

No	Berat ( KN )	X ( m )	W x X ( kNm )
a4	$0,5 \times 0,9 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 113,75$	0,95	108,625
a5	$1,0 \times 0,5 \times 1,0 \times 25 \times 1,3 = 162,5$	0,10	16,35
a6	$\frac{1}{2} \times 0,5 \times 1,0 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 81,25$	0,866	70,365
a7	$\frac{1}{2} \times 0,3 \times 1,0 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 48,75$	-0,10	- 4,875
a8	$0,7 \times 1,7 \times 10 \times 25 \times 1,3 = 432,25$	0,35	4001,28
	$\Sigma = 838,5$		$\Sigma = 4191,77$

Berat sendiri abutmen (  $A_p$  ) = 838,5 KN

Momen akibat berat abutmen terhadap titik G (  $M_{ap}$  ) =  
4191,77 KNm

Titik berat  $Y_0 = \{ ( 113,75 \times 1,95 ) + ( 162,5 \times 1,65 ) + ($   
 $81,25 \times 0,733 ) + ( 48,75 \times 0,733 ) + ( 432,25 \times 0,2 ) \} /$   
 $838,5 = 0,8 \text{ m}$

---

### Gaya Horizontal

a. Gaya mendatar akibat gaya rem dan traksi (  $R_t$  )

$$\begin{aligned} H_{RT} &= 5\% \times 13,65 \text{ ton} \\ &= 0,685 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya rem dan traksi terhadap titik G (  $M_{Rt}$  )

$$M_{Rt} = 0,685 \times 1,9 = 1,302 \text{ kN.m}$$

b. Gaya mendatar akibat tekanan tanah.

Tabel 5.17. Gaya akibat tekanan tanah untuk  
pembebanan badan abutmen

No	Tekanan tanah ( KN )	Y ( m )	Tekanan x Y ( KNm )
p1	$9,625 \times 2,2 \times 10 = 298,375$	0,95	283,456
p2	$\frac{1}{2} \times 16,88 \times 2,2 \times 10 = 183,48$	0,317	58,163
	$\Sigma = 481,855$		$\Sigma = 341,619$

Tekanan tanah (  $P_a$  ) = 481,855 KN

Momen akibat berat tanah terhadap titik G (  $M_{PA}$  ) =  
341,619 KNm

$$Y_0 = 341,619 / 481,855 = 0,71 \text{ m}$$

c. Gaya mendatar akibat angin

$$W_t = 296437,5 \text{ N} = 296,438 \text{ kN}$$

Momen akibat angin terhadap titik N

$$M_{wt} = 296,438 \times 1,9 = 563,232$$

kNm

d. Gaya akibat gempa

Tabel 5.18 Gaya akibat tekanan tanah untuk pembebanan badan abutmen

No	Gp ( KN )	Y ( m )	Gp x Y ( KNm )
K1	$P_{LL} + P_{DL} = 13641,91$	1,9	25577,629
K2	$A_p = 1708,70$	0,8	1366,16
K3	$P_p = 2774,6$	0,71	1969,97
	$\Sigma = 18125,21$		$\Sigma = 25913,759$

Dengan :  $A_p$  = berat sendiri abutmen

$P_p$  = tekanan tanah

Besar gaya gempa :

$$\begin{aligned} K_k &= E \times G_p \\ &= 0,07 \times 18125,21 \\ &= 2718,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besar momen terhadap titik A akibat gaya gempa :

$$M_{Kk} = 25913,759 \times 0,07$$

$$= 3887,064 \text{ kNm}$$

Tabel 5.19. Total gaya dalam momen yang bekerja pada badan abutmen

Gaya	V ( KN )	H ( KN )	M ( KNm )
Muatan mati ( P <sub>DL</sub> )	5506,49	-	1651,95
Muatan lalu lintas ( Lt )	625	-	187,5
Berat abutmen ( Ap )	838,5	-	4191,77
Rem dan traksi ( Rt )	-	6,85	-1,302
Tekanan tanah aktif ( Pa )	-	481,855	-341,619
Gaya Angin	-	296,438	-563,232
Gaya gempa	-	2718,78	-3887,064
Σ =	6956,99	3503,903	1238,003

Penulangan utama badan abutmen

$$Mu = \frac{1238,003}{10} = 123,8 \text{ kNm/m}^1$$

$$Pu = 6959,99 \text{ kN}$$

$$fy = 320 \text{ MPa}$$

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

$$Agr = 700 \times 1000$$

---

$$= 7 \times 10^5$$

$$t_{\text{selimut}} = 40 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm} \quad b = 1000 \text{ mm ( per meter lebar abutmen )}$$

$$et = \frac{Mu}{Pu} = \frac{123,8}{6959,99} = 0,018 \text{ mm} = 18 \text{ m}$$

$$\frac{P'u}{(\emptyset \times Agr \times 0,85 \times f'c)} \times \frac{et}{h} = \frac{6959,99}{(0,8 \times 7.10^5 \times 0,85 \times 30)} \times \frac{18}{700} = 0,013$$

$$\frac{P'u}{(\emptyset \times Agr \times 0,85 \times f'c)} = \frac{6959,99}{(0,8 \times 7.10^5 \times 0,85 \times 30)} \approx 0$$

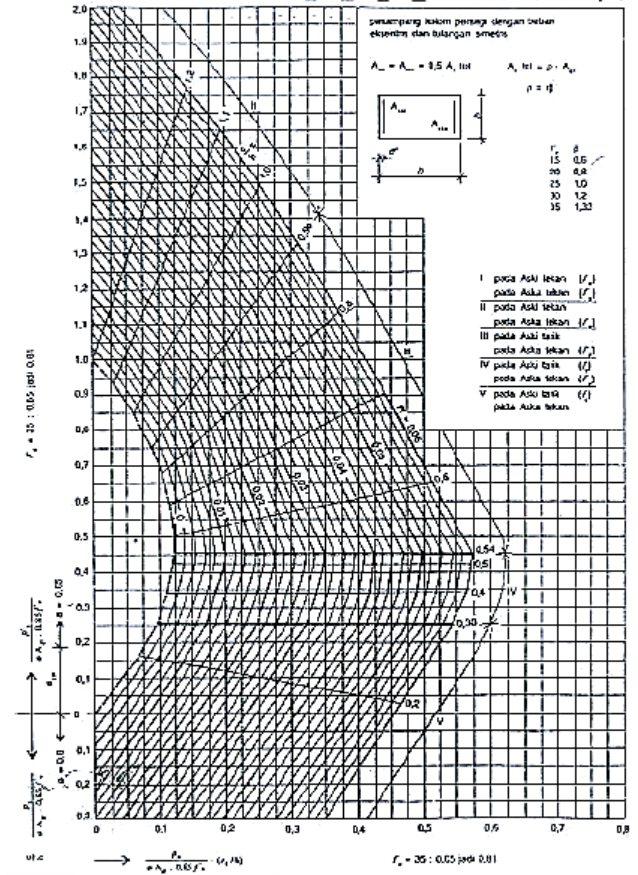
$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ pembagi} - 0,5 \emptyset 25 \\ = 700 - 40 - 16 - (0,5 \times 25) = 631,5 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{40}{700} = 0,057 < 0,1$$

$$\text{Maka digunakan } \frac{d'}{h} = 0,1$$

15\_20\_25\_30\_35 / 400  $d'/h = 0,10$



Menurut grafik pada gambar 6.2a. buku GTPBB ( Grafik & Tabel Penulangan Beton Bertulang ) didapat :

---


$$r = 0,002 \qquad \beta = 12$$

$$\rho = r \times \beta \qquad \text{syarat } \rho \text{ min}$$

$$\leq \rho \leq \rho \text{ max}$$

$$= 0,002 \times 1,2 \qquad \rho \text{ min} = 0,004375$$

$$= 0,0024 \qquad \rho \text{ max} = 0,033$$

Maka digunakan  $\rho \text{ min} = 0,004375$

**Tulangan pokok** ( per meter lebar )

$$\begin{aligned} A_{stot} &= \rho \text{ min} \times A_g \\ &= 0,004375 \times 7 \times 10^5 \\ &= 3062,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= 0,5 \times 3062,5 \\ &= 1531,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan rangkap  $A_s = A_s' = 2$   
D19 – 150 (  $A_{st} = 2 \times 1890 \text{ mm}^2$  )

**Tulangan bagi**

Diambil 20% tulangan utama,  $A_s = 20\% \times$   
 $2 \times 1890 = 756 \text{ mm}^2$

Atau 0,15% luas beton,  $A_s = 0,15\% \times 700$   
 $\times 1000 = 1050 \text{ mm}^2$

$$A_s = A_s'$$

---

$$= 756 \text{ mm}^2$$

Diapakai tulangan rangkap  $A_s = A_s' = 2D14 - 200$  ( $A_s = 770 \text{ mm}^2$ )

### **Tulangan geser**

Gaya geser  $V_u = 3503,903 \text{ kN}$

Syarat perlu tulangan geser :

$$V_u > \phi V_c$$

$$= 34586,795 \text{ N} = 345,87 \text{ kN}$$

$$V_u > \phi V_c \text{ ( } 3503,903 \text{ kN} > 345,87 \text{ kN) ,}$$

maka perlu tulangan geser

### **Perhitungan tulangan geser**

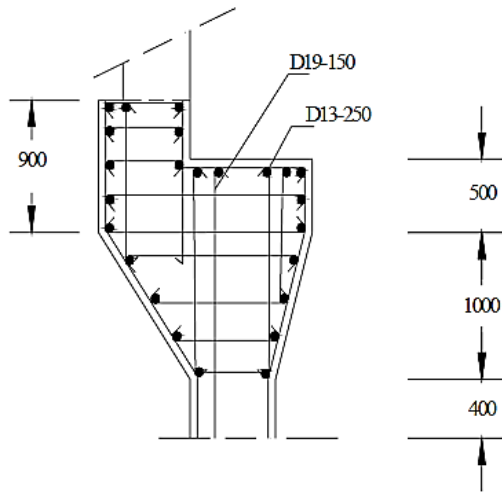
Dengan :  $s = \text{jarak tulangan geser}$

$A_v = \text{luas tulangan geser}$

dengan jarak  $s$

Digunakan tulangan geser praktis D13 – 250 ( $A_v = 531 \text{ mm}^2$ )

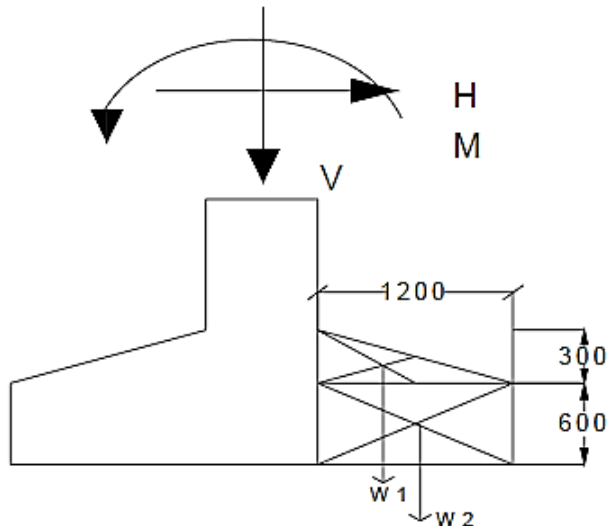




**Gambar 5.45. Penulangan Untuk badan *abutmen***

---

### c. Penulangan Pile Cap



**Gambar 5.46. Pembebanan Poer**

Gaya pada pile cap tiap panjang bentang  
1,00 m

$$P_{\text{maks}} = 11497,785 \text{ ( dari tabel Komb. 6 )}$$

$$\text{Berat Jenis beton} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$W_1 = \left( \frac{1}{2} \times 1,2 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1 \times 25 \right) = 45 \text{ kN}$$

$$W_2 = \left( 1,2 \times 0,6 \times 1 \times 25 \right) = 18 \text{ kN}$$

---


$$\begin{aligned}
 M_u &= P_{\text{maks}} \times 0,35 \text{ m} - (W_1 \times 0,4 \text{ m} + \\
 &W_2 \times 0,6 \text{ m}) \\
 &= 11497,785 \times 0,35 \text{ m} - (45 \text{ kN} \times \\
 &0,4 \text{ m} + 18 \text{ kN} \times 0,6 \text{ m}) \\
 &= 3995,425 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Diketahui :

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

$$h = 900 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mp} \quad f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

dicoba tulangan  $\emptyset 25$

$$d = 900 - 40 - (\frac{1}{2} \times 25) = 847,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\theta} = \frac{3995,425}{0,8} = 4994,281 \text{ kN.m}$$

$$K = \frac{M_n}{b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c} = \frac{3995,495 \times 10^6}{1000 \times 847,5^2 \times 0,85 \times 30} = 0,0218$$

$$\begin{aligned}
 F &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times K} \\
 &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0218} \\
 &= 0,022
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \beta_1 \left[ \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right]$$

dimana  $\beta_1 = 0,85$

---


$$= 0,75 \times 0,85 \left[ \frac{0,85 \times 30}{30} \times \frac{600}{600 + 320} \right]$$

$$= 0,0331$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$F(0,022) < F_{mak} = \frac{\rho_{mak} \times f_y}{0,85 f'_c} = \frac{0,0331 \times 320}{0,85 \times 30}$$

= 0,415 → digunakan tulangan tunggal

$$A_s = F \times b \times d \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} =$$

$$0,022 \times 1000 \times 847,5 \times \frac{0,85 \times 30}{320} = 1485,77 \text{ mm}^2$$

Kontrol  $\rho_{min}$  :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{1485,77}{1000 \times 847,5} = 0,0017$$

$\rho(0,0017) < \rho_{min}(0,0044) < \rho_{max}(0,0331)$  .....digunakan  $\rho_{min}$

### **Tulangan Pokok**

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0044 \times 1000 \times 847,5 = 3729 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik digunakan D25 – 100 (  $A_s = 4908,74 \text{ mm}^2$  )

---

Tulangan tekan diambil 50% tulangan tarik,

$$A_s' = 0,5 \times 4908,74 = 2454,37 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan D19 – 100 (  $A_s = 2835,29 \text{ mm}^2$  )

### **Tulangan bagi**

Diambil 20% tulangan utama,  $A_s = 0,2 \times 4908,74 = 981,75 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan bagi D16 – 200 (  $A_s = 1005 \text{ mm}^2$  )

### **Tulangan geser**

Gaya lintang pada pile cap (  $P_{maks}$  ) =  $W_1 + W_2 = 11434,785 \text{ kN}$

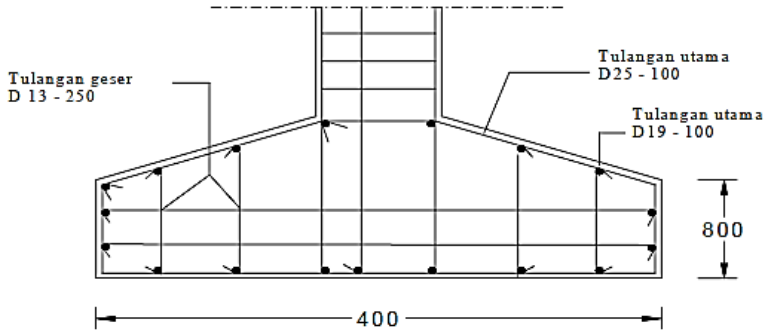
Syarat perlu tulngan geser :  $V_u > \phi V_c$

Menurut tabel 15 “ DDPBB” untuk  $f'c = 25 \text{ Mpa}$

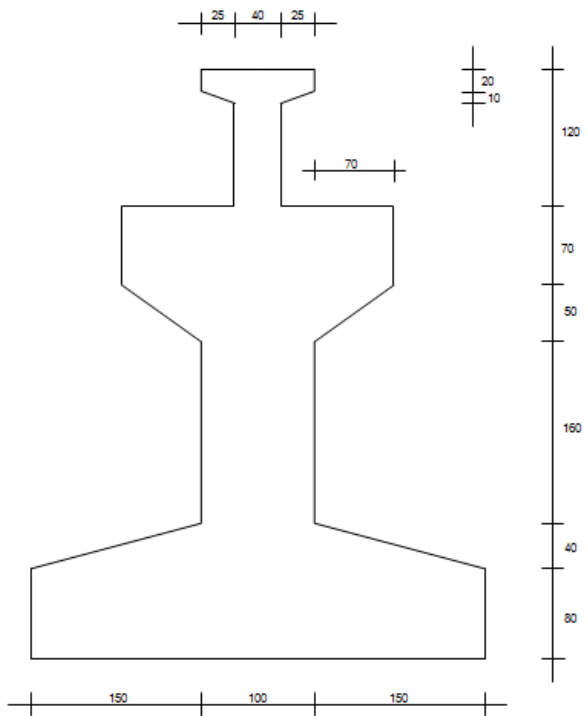
maka diperoleh :  $\phi V_c = 0,50 \text{ Mpa}$

Karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser.

Dipakai tulangan geser praktis D 13 – 250



**Gambar 5.47. Penulangan *Poer***



**Gambar 5.48. Penampang Pilar**

---

### **5.5.2.1. Gaya – gaya yang bekerja pada pilar**

Berdasarkan PPPJR, gaya – gaya yang bekerja pada abutmen antara lain :

1. Beban mati meliputi :
  - a. Beban mati bangunan atas
  - b. Berat sendiri
  - c. Gaya akibat beban vertikal tanah
2. Beban hidup meliputi :
  - a. Beban lalu lintas bangunan atas
  - b. Gaya rem dan traksi
  - c. Beban angin
  - d. Beban gempa
  - e. Gaya gesekan pada tumpuan

#### **1. Beban mati akibat gaya vertikal**

##### **a. Beban mati akibat bangunan atas**

$$\begin{aligned}P_{DL} &= 2753,245 \times 4 \\ &= 11012,98 \text{ kN}\end{aligned}$$

Momen akibat beban mati bangunan atas terhadap titik A

$$M_{DL} = 11012,98 \text{ kN} \times 2,0$$

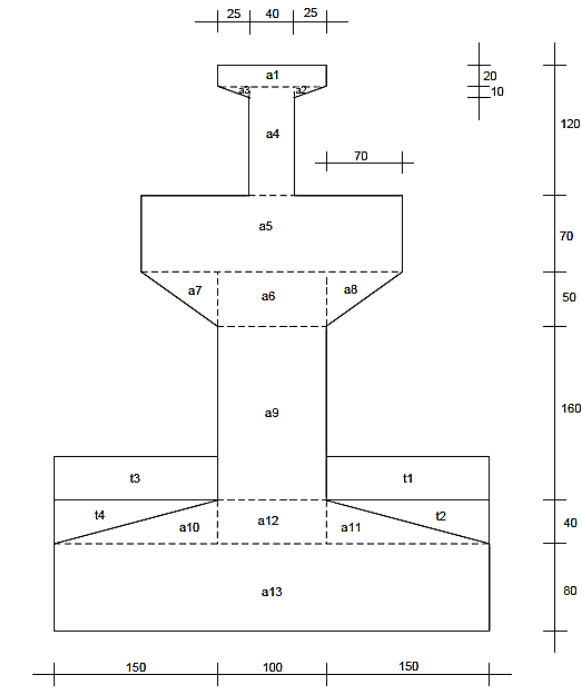


$$= 22025,96 \text{ kN.m}$$

**b. Gaya akibat beban sendiri pilar**

Dengan : - lebar pilar = 10 m

- berat jenis beton =  $25 \text{ kN/m}^3$



**Gambar 5.49. Pembebanan akibat berat sendiri pilar**

**Tabel 5.20. Pembebanan akibat berat sendiri pilar**

No	Berat ( W ) – KN	X ( m )	W x X ( KNm )
a1	0,9 x 0,20 x 10 x 25 = 58,5	2,00	117
a2	½ x 0,25 x 0,10 x 10 x 25 = 4,06	1,63	6,62
a3	½ x 0,25 x 0,10 x 10 x 25 = 4,06	1,78	7,23
a4	0,40 x 1,0 x 10 x 25 = 130	2,00	260
a5	2,40 x 0,70 x 10 x 25 = 546	2,00	1092
a6	1,0 x 0,50 x 10 x 25 = 162,5	2,00	325
a7	½ x 0,70 x 0,50 x 10 x 25 = 56,9	2,73	155,34
a8	½ x 0,70 x 0,50 x 10 x 25 = 56,9	1,26	71,69
a9	1,0 x 1,60 x 4,0 x 25 = 208	2,00	416
a10	½ x 1,50 x 0,40 x 10 x 25 = 97,5	3,00	292,5
a11	½ x 1,50 x 0,40 x 10 x 25 = 97,5	1,00	97,5
a12	1,0 x 0,40 x 10 x 25 = 130	2,0	260
a13	4,0 x 0,80 x 10 x 25 x 1,3 = 1040	2,0	1080
	<b>Σ = 2591,92</b>		<b>Σ = 4180,88</b>

Titik berat =  $X_0 = 1,61$  m

Berat sendiri pilar (  $A_p$  ) = 2591,92 kN

Momen akibat berat pilar terhadap titik A

(  $M_{AP}$  ) = 4180,88 kNm

---

**c. Gaya akibat beban tanah vertikal**

Dengan berat jenis tanah =  $13,95 \text{ KN/m}^3$

Tabel 5.21 Pembebanan akibat beban tanah diatas pilar

No	Berat tanah ( W ) KN	X ( m )	W.X	Y (m)	W.Y
t1	$1,50 \times 0,40 \times 10 \times 13,95 = 83,7$	0,75	62,78	1,40	117,2
t2	$\frac{1}{2} \times 1,50 \times 0,40 \times 10 \times 13,95 = 41,85$	0,50	20,93	0,93	38,92
t3	$1,50 \times 0,40 \times 10 \times 13,95 = 83,7$	0,75	62,78	1,40	117,2
t4	$\frac{1}{2} \times 1,50 \times 0,40 \times 10 \times 13,95 = 41,85$	0,50	20,93	0,93	38,92
	<b><math>\Sigma = 257,4</math></b>		<b>167,4</b>		<b>312,2</b>

$$\text{Titik berat} = X = \frac{\Sigma W.X}{\Sigma W} = \frac{167,4}{257,4} = 0,65 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\Sigma W.Y}{\Sigma W} = \frac{312,2}{257,4} = 1,21 \text{ m}$$

Berat sendiri tanah (  $T_p$  ) = 257,4 KN

Momen akibat berat tanah terhadap titik A

(  $M_{TP}$  ) = 167,4 KNm

---

## **Beban hidup**

### **1. Beban hidup akibat gaya vertikal**

#### **a. Beban lalu lintas pada bangunan atas**

$$P_{Lt} = 312,5 \text{ kN} \times 4 = 1250 \text{ kN}$$

Momen akibat beban hidup pada bangunan atas terhadap titik A

$$M_{Lt} = 1250 \times 2,0 = 5000 \text{ kNm}$$

### **2. Beban hidup akibat gaya horizontal**

#### **a. Gaya mendatar akibat gaya rem dan traksi**

Berdasarkan PPPJIR 1987, gaya rem dan traksi bekerja sebesar 5% dari muatan D tanpa koefisien kejut yang memenuhi semua jalur lalu lintas yang ada dan satu jurusan.

Beban hidup = 13,65 ton

Beban merata (  $L = 60 \text{ m}$  )

$$q = 1,1 \left( 1 + \frac{30}{L} \right) = 1,1 \left( 1 + \frac{30}{60} \right) = 1,65 \text{ t/m}$$

beban P

$$\begin{aligned} H_{RT} &= 5\% \times 13,65 \text{ ton} \\ &= 0,685 \text{ ton} \end{aligned}$$

---

Lengan gaya dan traksi terhadap titik sentries

$$\begin{aligned}h + 1,2 &= 4 + 1,2 \\ &= 5,2 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen gaya rem dan traksi terhadap titik eksentrisitas pancang

$$\begin{aligned}M_{RT} &= H_{RT} \times (h + 1,2) \\ &= 0,685 \times 5,2 \text{ m} \\ &= 3,562 \text{ ton.m} = 35,62 \text{ kNm}\end{aligned}$$

#### **b. Gaya mendatar akibat gaya angin**

Gaya yang bekerja pada tiap pilar

##### **Beban angin**

1. Beban angin sebesar  $150 \text{ kg/m}^2$  arah horizontal dibagi merata pada bidang vertikal jembatan.
2. Bidang vertikal beban hidup ditetapkan sebagai suatu permukaan bidang vertikal yang mempunyai tinggi menerus sebesar 2 meter diatas lantai kendaraan.
3. Data teknis perencanaan pertambahan angin :

---

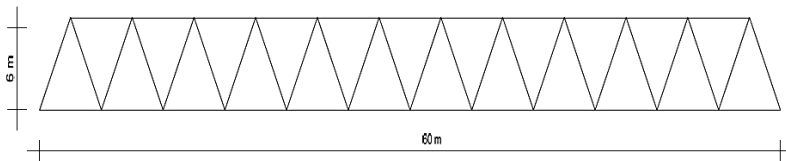
$$\text{Tekanan angin ( w )} = 150 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Panjang sisi bawah jembatan} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sisi atas jembatan} = 55 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi jembatan} = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang rangka utama ( A )} &= 345 \text{ m}^2 \\ &= 345 \text{ m}^2 \end{aligned}$$



**Gambar 5.50. Bidang rangka induk**

Beban angin pada sisi rangka jembatan ( d1 ) :

$$\begin{aligned} d1_{\text{tekan}} &= 50\% \times ( 30\% \times A ) \times W \\ &= 50\% \times ( 30\% \times 345 ) \times 150 \\ &= 7762,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d2_{\text{hisap}} &= 50\% \times ( 15\% \times A ) \times W \\ &= 50\% \times ( 15\% \times 345 ) \times 150 \\ &= 3881,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

---

Beban angin pada matan hidup setinggi 2 m ( d2

):

$$d3 = 100\% \times W \times L \times 2 \text{ m}$$

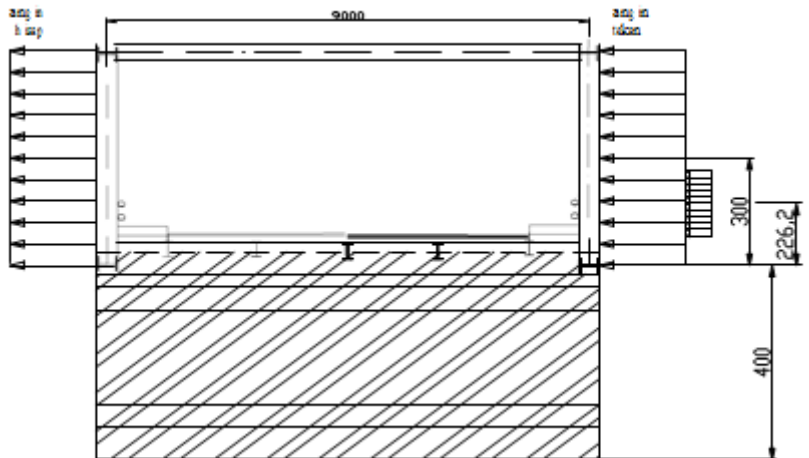
$$= 100\% \times 150 \times 60 \times 2$$

$$= 18000 \text{ kg}$$

$$\text{Jumlah beban angin} = 7762,5 + 3881,25 + 18000$$

$$= 29643,75 \text{ kg}$$

$$= 296437,5 \text{ N}$$



**Gambar 5.51. Pembebanan angin pada pilar**

Beban angin pada sisi rangka jembatan

---


$$\begin{aligned}
 S1 = S2 &= 0,5 \times \text{tinggi jembatan} \\
 &= 0,5 \times 6 \\
 &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Beban angin pada muatan hidup setinggi 2 m

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi profil gelagar melintang ( } h1 \text{ )} &= 80,8 \text{ cm} \\
 &\text{(IWF 800.300.14.26)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal sayap gelagar melintang ( } h2 \text{ )} &= 3,0 \text{ cm} \\
 &\text{(IWF 800.300.14.26)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar profil rangka induk ( } h3 \text{ )} &= 45 \text{ cm} \\
 &\text{(IWF 400.400.20.35)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal pelat lantai kendaraan ( } h4 \text{ )} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal lapis perkerasan ( } h5 \text{ )} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi bidang vertikal beban hidup ( } h6 \text{ )} = 200 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 S3 &= \left( h1 - h2 - \frac{h3}{2} \right) + h4 + h5 + \frac{h6}{2} \\
 &= (80,8 - 3,0 - 22,5) + 20 + 5 + 100 \\
 &= 226,2 \text{ cm} = 2,262
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap A :

$$Y1 = Y2 = 4 + 2,262 = 6,262 \text{ m}$$

$$Y3 = 4 + 3 = 7 \text{ m}$$

Momen terhadap titik A :

$$Ma = d1 \times Y1 + d2 \times Y2 + d3 \times Y3$$



---

$$= (7762,5 \times 6,262) + (3881,25 \times 6,262) + (18000 \times 7)$$

$$= 198913,1625 \text{ kg.m}$$

$$= 1989,131625 \text{ kN.m}$$

$$W_t = -96,876 \text{ KN}$$

Momen akibat gaya angin terhadap titik A

$$M_{W_t} = -96,876 \times 4,0$$

$$= -387,504 \text{ KNm}$$

**a. Gaya akibat gempa bumi**

$$K = E \times G_p$$

Dengan :  $K$  = gaya horizontal akibat gempa

$E$  = koefisien gempa ( zona jawa tengah = 0,07 )

$G_p$  = muatan mati dari struktur yang ditinjau

Tabel 5.22. Pembebanan akibat gaya gempa

No	Gp (KN)	Y ( m )	Gp x Y ( KNm )
K1	$P_{DL} + Lt = 8803,818$	4,00	35215,272
K2	$A_p = 2591,92$	1,61	4172,99
K3	$T_p = 257,4$	0,73	187,9
	$\Sigma = 11653,14$		$\Sigma = 39576,16$

Besar gaya gempa :

$$\begin{aligned}
 K_k &= E \times G_p \\
 &= 0,07 \times 11653,14 \\
 &= 1748 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Besar momen terhadap titik A akibat gaya gempa :

$$\begin{aligned}
 M_{Kk} &= 39576,16 \times 0,15 \\
 &= 5936,42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

**b. Gaya gesekan pada tumpuan ( PMI 1970 )**

$$\begin{aligned}
 H &= 0,01 \times \text{beban mati} \\
 &= 0,01 \times 2753,245 \text{ kN} \\
 &= 27,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M = H \times \text{tinggi pilar}$$

$$= 27,53 \times 4 \text{ m}$$

$$= 110,12 \text{ kN.m}$$

### 5.5.2.2. Kombinasi Pembebanan

Tabel 5.23. Berbagai kombinasi pembebanan untuk kondisi ultimate :

Kombinasi Pembebanan dan gaya		Tegangan yang digunakan dalam prosen terhadap tegangan izin keadaan kritis
VII.	$M + (H+K) + Ta + Tu$	100%
VIII.	$M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm$	125%
IX.	$\text{Komb.I} + Rm + Gg + A + SR + Tm + S$	140%
X.	$M + Gh + Tag + Gg + AHg + Tu$	150%
XI.	$M + Pl$	150%
XII.	$M + (H+K) + Ta + S + Tb$	

Sumber : PPJJR

Dengan :

$M$  = beban mati ( kN )

$H + K$  = beban hidup dengan kejut (kN)

- 
- Ah = gaya akibat aliran dan hanyutan (kN)  
A = beban angin (kg/m)  
Rm = gaya akibat rem (kN)  
Gh = gaya horizontal ekivalen gempa bumi (kN)  
AHg = gaya akibat aliran dan hanyutan waktu gempa (kN)  
Gg = gaya gesek tumpuan bergerak (kN)  
Pl = gaya-gaya waktu pelaksanaan (kN)  
S = gaya sentrifugal (kN)  
SR = gaya akibat susut dan rangkak (kN)  
Tm = gaya akibat perubahan suhu ( selain susut dan rangkak) (kN)  
Ta = gaya tekanan tanah (kN)  
Tag = gaya tekanan tanah akibat gempa bumi (kN)  
Tb = gaya tumbuk (kN)  
Tu = gaya angkat (kN)

Kombinasi 1 ( M + (K+K) + Ta + Tu ) → 100%

Tabel 5.24. Kombinasi 1 Pada Pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons Atas	11012,98		22025,96
(H+K)	Hidup	1250		5000
Ta	T tanah aktif			
Tu	G angkat			
Σ		14854,9		31205,96
100%		14854,9		31205,96

Kombinasi 2 ( M + Ah + A + Ta + Gg + SR + Tm ) →  
125%

Tabel 5.25. Kombinasi 2 pada Pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons atas	11012,98		22025,96
Ta	T Tanah aktif			
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ah	Aliran			
A	Angin		296,437	1989,132
Sr	Susut			

---

Tm	suhu			
$\Sigma$		13604,9	323,967	8486,092
125%		17006,125	404,958	10607,615

Kombinasi 3 ( komb 1 + Rm + Gg + A + Sr + Tm + S )

→ 140%

Tabel 5.26. Kombinasi 3 pada pilar

<b>Beban</b>		<b>V (kN)</b>	<b>H (kN)</b>	<b>M (kN.m)</b>
Komb1		14854,9		31205,96
Rm	Rem		6,85	35,62
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ah	Aliran			
A	Angin		296,437	1989,132
Sr	Susut			
Tm	Suhu			
S	sentrifungal			
$\Sigma$		14864,9	33,817	5255,832
140%		20810,86	463,144	7358,165

Kombinasi 4 ( M + Gh + Tad + Gg + Agh + Tu ) →

150%

Tabel 5.27. Kombinasi 4 Pada Pilar

---

<b>Beban</b>		<b>V (kN)</b>	<b>H (kN)</b>	<b>M (kN.m)</b>
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons atas	11012,98		22025,96
Gh	g gempa		985,25	2497,24
Gg	g gesek		27,53	110,12
Ahg	Aliran gempa			
Tu	g angkat			
$\Sigma$		13604,9	1012,78	28814,2
150%		20407,35	1519,17	43221,3

Kombinasi 5 ( M + P1 )  $\rightarrow$  130%

Tabel 5.28. Kombinasi 5 Pada Pilar

<b>Beban</b>		<b>V (kN)</b>	<b>H (kN)</b>	<b>M (kN.m)</b>
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons atas	11012,98		22025,96
P1	pelaksanaan			
$\Sigma$		13604,9		26206,84
130%		20407,35		39310,26

---

Kombinasi 6 ( M + (H+K) + Ta + S + Tb ) → 150%

Tabel 5.29. Kombinasi 6 Pada Pilar

Beban		V (kN)	H (kN)	M (kN.m)
M	Pilar	2591,92		4180,88
	Kons Atas	11012,98		22025,96
(H+K)	Hidup	1250		5000
Ta	T tanah aktif			
S	sentrifugal			
Σ		14854,9		31205,96
150%		22297,35		46808,94

Dipakai kombinasi 4

Data :

$$\Sigma_V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma_H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{MV} = 16466,183 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{MH} = 3911,04 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma_M = 20377,223 \text{ kN.m}$$



---

### 5.5.2.3. Kontrol Pilar terhadap Kesetabilan Konstruksi :

Kestabilan konstruksi diperiksa terhadap kombinasi gaya 4, dimana :

$$\Sigma V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{MV} = 16466,183 \text{ kN}$$

$$\Sigma_{MH} = 3911,04 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma_M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

#### a. Tegangan

$$\begin{aligned} e &= \frac{\Sigma_{MV} - \Sigma_{MH}}{\Sigma V} < \frac{B}{6} \\ &= \frac{16466,183 - 3911,04}{10822,785} < \frac{B}{6} \\ &= 1,1 \text{ m} > 0,5 \text{ m (tidak aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{\Sigma V}{L \text{ pilar} \times B} \times \left( 1 + 6 \times \frac{e}{B} \right) \\ &= \frac{10822,785}{10 \times 3} \times \left( 1 + 6 \times \frac{0,34}{3} \right) \\ &= 115,44 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{\Sigma V}{A \text{ pilar}} \\ &= \frac{10822,785}{7,975} \end{aligned}$$

---

$$= 1357,089 \text{ kN/m}^2$$

**a. Kontrol terhadap guling**

angka keamanan =  $n = 1,5$

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\Sigma_{MV}}{\Sigma_{MH}} > 1,5 \\ &= \frac{16466,183}{3911,04} > 1,5 \\ &= 4,21 > 1,5 \text{ (Aman !)}\end{aligned}$$

**b. Kontrol terhadap geser**

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\Sigma_v - \tan \emptyset}{\Sigma_H} > 1,5 \\ &= \frac{10822,785 - \tan 17}{1519,17} > 1,5 \\ &= 7,12 > 1,5 \text{ (Aman !)}\end{aligned}$$

**c. Kontrol terhadap daya dukung tanah**

Tegangan tanah yang terjadi pada dasar pondasi

$$\Sigma_v = 10822,785 \text{ kN}$$

$$\Sigma_H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma_M = 20377,223 \text{ kN.m}$$

---


$$\sigma = - \left( \frac{V}{A} \right) \pm \left( \frac{M}{W} \right) = - \frac{10822,2785}{(10 \times 3)} \pm \frac{20377,223}{\frac{1}{6} \cdot 10 \times 3^2}$$

$$\sigma_1 = - 187,4 + 356,04 = 168,64 \text{ kN/m}^2 \text{ (} \sigma \text{ min)}$$

$$\sigma_2 = - 187,4 - 356,04 = 543,44 \text{ kN/m}^2 \text{ (} \sigma \text{ max)}$$

daya dukung tanah yang terjadi :

dari data tanah :

$$c = 12,8 \text{ KN/m}^3 \qquad N_c = 28$$

$$\phi = 26^\circ \qquad N_\phi = 16$$

$$\gamma = 1,41 \text{ ( } 14,10 \text{ KN/m}^3 \text{)} \qquad N_\gamma = 14$$

daya dukung tanah pondasi :

$$\begin{aligned} q &= (c \cdot N_c) + (\gamma \text{ sub} \cdot D) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\phi) \\ &= 12,8 \cdot 28 + (4,1 \times 3) + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\phi) \\ &= 358,4 + 12,3 + 86,1 = 456,8 \text{ KN/m}^2 < \sigma \text{ max (} \\ &975,88 \text{ kN/m}^2 \text{)} \end{aligned}$$

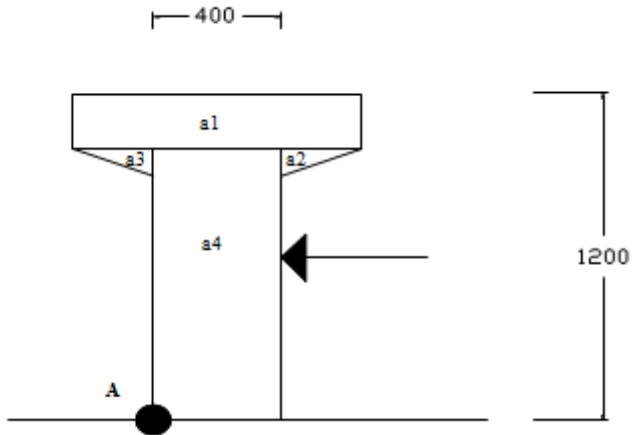
$q < \sigma \text{ max}$  ..... Daya dukung tidak aman

karena daya dukung tidak aman dan adanya tegangan tarik maka diperlukan pondasi dalam, dalam hal ini direncanakan menggunakan **Pondasi Tiang Pancang**.

---

#### 5.5.2.4. Penulangan Pilar

##### a. Penulangan Kepala Pilar



Gambar 5.52. Pembebanan Kepala Pilar

#### Gaya Horizontal

Gaya akibat rem dan traksi =  $0,685 \text{ t} = 68,5 \text{ kN}$

Gaya akibat gesekan pada tumpuan = 27,53 kN  
= 96,03 kN

Momen akibat rem dan traksi =  $1000 \times 0,6 =$   
600 kN.m

Momen akibat gesekan pada tumpuan = 110,12  
kN.m

---

=

710,12 kN.m

### **Gaya vertika**

Tabel 5.30. Gaya Vertikal akibat berat sendiri untuk pembebanan kepala pilar

<b>No.</b>	<b>Berat (kN)</b>	<b>X (m)</b>	<b>Berat x X (kN.m)</b>
a1	58,5	0,2	11,7
a2	4.06	0,483	1,96
a3	4.06	0,083	0,337
a4	130	0,2	26
	$\Sigma = 196,62$		40

Gaya vertikal pilar ( A ) = 196,62 kN

Momen kepala pilar yang terjadi ( $M_A$ ) = 40 kNm

Maka :

$$M = 710,12 - 40 = 670,12 \text{ kNm}$$

$$V = 196,62 \text{ kN}$$

$$H = 96,03 \text{ kN}$$

### Penulangan Utama Kepala Pilar

$$Mu = \frac{670,12}{10} = 67,012 \text{ kNm/m}^1$$

---

$$P_u = 196,62 \text{ kN}$$

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

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

$$A_{gr} = 1200 \times 1000$$

$$= 12 \times 10^5$$

$$t_{\text{selimut}} = 40 \text{ mm}$$

$$h = 1200 \text{ mm} \quad b = 1000$$

mm ( per meter lebar abutmen )

$$e_t = \frac{M_u}{P_u} = \frac{67,012}{296,62} = 0,226 \text{ m} = 226 \text{ mm}$$

$$\frac{P'u}{(\emptyset \times A_{gr} \times 0,85 \times f'_c)} \times \frac{e_t}{h} = \frac{196620}{(0,8 \times 12 \cdot 10^5 \times 0,85 \times 30)} \times \frac{226}{1200}$$
$$= 0,0023$$

$$\frac{P'u}{(\emptyset \times A_{gr} \times 0,85 \times f'_c)} = \frac{196620}{(0,8 \times 12 \cdot 10^5 \times 0,85 \times 30)}$$
$$= 0,008$$

$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - 0,5 \emptyset$$

$$25$$

$$= 1200 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 1134,5$$

mm

$$\frac{d'}{h} = \frac{40}{700} = 0,057 < 0,1$$

---

Maka digunakan  $\frac{d'}{h}$

Menurut grafik pada gambar 6.2a. buku GTPBB  
didapat :

$$r = 0,002 \quad \beta = 1,2$$

$$\rho = r \times \beta \quad \text{syarat } \rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$= 0,002 \times 1,2 \quad \rho_{\min} = 0,004375$$

$$= 0,0024 \quad \rho_{\max} = 0,033$$

Maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,004375$

Untuk lebar setiap meternya :

**Tulangan Pokok** ( per meter lebar )

$$A_{\text{stot}} = \rho_{\min} \times A_g$$

$$= 0,004375 \times 12 \times 10^5$$

$$= 5250 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s'$$

$$= 0,5 \times 5250$$

$$= 1531,25 \text{ mm}^2$$

Diapakai tulangan rangkap  $A_s = A_s' = 2 \text{ D19} - 150$  ( $A_{\text{st}} = 2 \times 1890 \text{ mm}^2$ )

---

### **Tulangan Bagi**

Diambil 20% tulangan utama,  $A_s = 20\% \times 2 \times 1890 = 756 \text{ mm}^2$

Atau 0,15% luas beton,  $A_s = 0,15\% \times 1200 \times 1000 = 1800 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= 756 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan rangkap  $A_s = 2D14 - 200$  ( $A_s = 770 \text{ mm}^2$ )

### **Tulangan geser**

Gaya geser  $V_u = 96,03 \text{ kN}$

Syarat perlu tulangan geser :

$$V_u > \phi V_c$$

$$\phi V_c =$$

$$= 621391,242 \text{ N} = 621,391 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$  ( $96,03 \text{ kN} < 621,391 \text{ kN}$ ), maka tidak perlu tulangan geser

Maka cukup digunakan tulangan geser praktis D13 – 250.

Tulangan geser praktis



---

$$A_v = \frac{b \times s}{3 \times f_y} = \frac{1000 \times 250}{3 \times 320} = 250,4 \text{ mm}^2$$

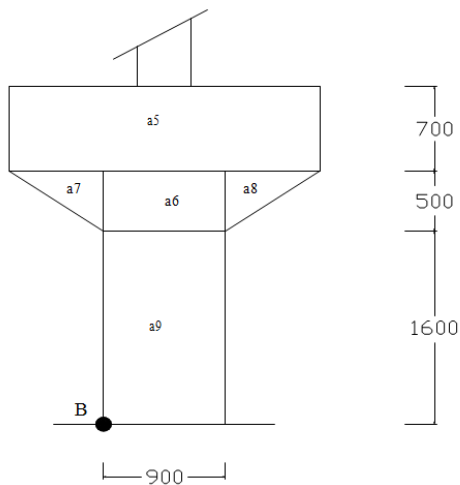
Dengan :  $s$  = jarak tulangan geser

$A_v$  = luas tulangan geser

dengan jarak  $s$

Digunakan tulangan geser praktis D13 –  
250 (  $A_v = 531 \text{ mm}^2$  )

### b. Penulangan Badan Pilar



**Gambar 5.53. Pembebanan untuk badan pilar**

---

### **Gaya Vertikal**

- a. Beban mati akibat bangunan atas

$$P_{DL} = 11012,98 \text{ kN}$$

Momen akibat beban mati bangunan atas terhadap titik B

$$M_{DL} = 11012,98 \times 0,5 \text{ m} = 5506,49 \text{ kNm}$$

- b. Beban lalu lintas pada bangunan atas

$$L_t = 1250 \text{ kN}$$

Momen akibat beban hidup pada bangunan atas terhadap titik B

$$ML_t = 1250 \times 0,5 = 625 \text{ kNm}$$

---

c. Berat sendiri pilar

Tabel 5.31. Akibat berat sendiri untuk pembebanan badan pilar

No	Berat ( KN )	X ( m )	W x X ( kN.m )
a5	$2,40 \times 0,70 \times 10 \times 25 = 546$	0,5	273
a6	$1,0 \times 0,50 \times 10 \times 25 = 162,5$	0,5	81,25
a7	$\frac{1}{2} \times 0,7 \times 0,50 \times 10 \times 25 = 56,9$	-0,23	13,087
a8	$\frac{1}{2} \times 0,70 \times 0,50 \times 10 \times 25 = 56,9$	1,23	69,987
a9	$1,0 \times 1,60 \times 4,0 \times 25 = 208$	0,5	104
	$\Sigma = 1030,3$		$\Sigma = 515,15$

Berat sendiri pilar (  $A_p$  ) = 1030,3 kN

Momen akibat berat pilar terhadap titik B (  $M_{ap}$  ) = 515,15 kN.m

**Gaya horizontal**

a. Gaya mendatar akibat gaya rem dan traksi (  $R_t$  ) = 6,85 kN

Momen akibat gaya rem dan traksi terhadap titik B (  $M_{Rt}$  )

$M_{Rt} = 6,85 \times 2,8 \text{ m} = 19,04 \text{ KNm}$

---

b. Gaya mendatar akibat angin

$$W_t = 296,437 \text{ kN}$$

Momen akibat angin terhadap titik B

$$M_{wt} = 296,437 \times 2,8 = 830,024 \text{ kN.m}$$

c. Gaya akibat gempa

Tabel. 5.32. akibat gaya gempa

No	Gp (KN)	Y (m)	Gp x Y (kN.m)
K1	$P_{DL} + Lt = 8803,818$	2,80	24650,69
K2	$A_p = 1030,3$	0,42	432,726
	<b><math>\Sigma = 9834,118</math></b>		<b><math>\Sigma = 25083,416</math></b>

Tabel 5.23. Total gaya dan momen yang bekerja pada pilar

Gaya	V (KN)	H (KN)	M (KNm)
Muatan mati (P <sub>DL</sub> )	11012,98	-	5506,49
Muatan lalu-lintas (Lt)	1250	-	- 625
Berat abutment (A <sub>p</sub> )	1030,3	-	515,15
Rem dan Traksi (R <sub>t</sub> )	-	6,85	-19,04
Gaya Angin	-	296,437	-830,02
Gaya Gempa	-	9834,118	-25083,416
Σ	13293,28	10137,405	-20535,836

### Penulangan utama badan pilar

$$M_u = -20535,836 \text{ kN.m}$$

$$P'_u = 13293,28 \text{ kN}$$

$$t_{\text{selimut}} = 40 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}, b = 1000 \text{ mm ( per meter lebar pilar )}$$

$$e_t = \frac{M_u}{P_u} = \frac{20535,836}{13293,28} = 1,54 \text{ mm} = 0.00154 \text{ m}$$

$$\frac{P'_u}{(\emptyset \times Agr \times 0,85 \times f'_c)} \times \frac{e_t}{h} = \frac{13292380}{(0,8 \times 10.10^5 \times 0,85 \times 30)} \times \frac{1,54}{1000} = 0,001$$

$$\frac{P'_u}{(\emptyset \times Agr \times 0,85 \times f'_c)} = \frac{13292380}{(0,8 \times 10.10^5 \times 0,85 \times 30)} = 1,303$$

---

$$d' = 40 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{Ø bagi} - 0,5 \text{ Ø } 25$$

$$= 1000 - 40 - 14 - (0,5 \times 25) = 933,5 \text{ mm}$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{40}{700} = 0,057 < 0,1$$

Maka digunakan  $\rho = 0,1$

Menurut grafik pada gambar 6.2a buku GIPBB didapat :

$$r = 0,002 \quad \beta = 1,2$$

syarat  $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$

$$\rho = r \times \beta \quad \rho_{\min} = 0,004375$$

$$= 0,002 \times 1,2 \quad \rho_{\max} = 0,033$$

$$= 0,0024$$

maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,004375$

Untuk lebar setiap meternya :

**Tulangan pokok** ( per meter lebar )

$$\text{Astot} = \rho_{\min} \times A_g$$

$$= 0,004375 \times 10 \times 10^5$$

$$= 4750 \text{ mm}^2$$

---

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= 0,5 \times 4750 \\ &= 2375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diapakai tulangan rangkap  $A_s = A_s' = 2D19 - 150$  ( $A_{st} = 2 \times 1890 \text{ mm}^2$ )

### **Tulangan Bagi**

Diambil 20% tulangan utama,  $A_s = 20\% \times 2 \times 1890 = 756 \text{ mm}^2$

Atau 0,15% luas beton,  $A_s = 0,15\% \times 1000 \times 1000 = 1500 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' \\ &= 756 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diapakai tulangan rangkap  $A_s = 2D14 - 200$  ( $A_s = 770 \text{ mm}^2$ )

### **Tulangan geser**

Gaya geser  $V_u = 96,03 \text{ kN}$

Syarat perlu tulangan geser :

---

$$V_u > \phi V_c$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1000 \times 933,5 \\ &= 511299,007 \text{ N} = 511,299 \text{ kN}\end{aligned}$$

$V_u > \phi V_c$  ( 96,03 kN < 511,299 kN ), maka tidak perlu tulangan geser maka cukup digunakan tulangan geser praktis D13 – 250.

Tulangan geser praktis

$$A_v = \frac{b \times s}{3 \times f_y} = \frac{1000 \times 250}{3 \times 320} = 260,4 \text{ mm}^2$$

Dengan :  $s$  = jarak tulangan geser

$A_v$  = luas tulangan geser

dengan jarak  $s$

Digunakan tulangan geser praktis D13 – 250

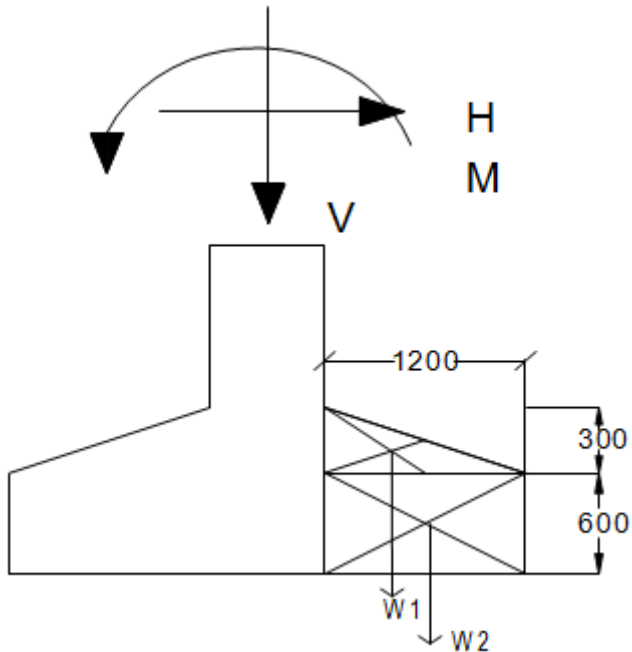
( $A_v = 531 \text{ mm}^2$ )



---

### c. Penulangan Pile Cap

beban yang bekerja pada pile cap adalah :



Gambar 5.54. Pembebanan Poer

Gaya pada pile cap tiap panjang bentang 1,00 m

$P_{maks} = 22297,35 \text{ kN}$  ( dari tabel komb.6)

Berat jenis beton =  $25 \text{ kN/m}^3$

$W1 = ( \frac{1}{2} \times 1,5 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 1 \times 25 ) = 7,5 \text{ kN}$

$W2 = ( 1,5 \times 0,8 \times 1 \times 25 ) = 30 \text{ kN}$

---


$$\begin{aligned}
&= P_{\text{maks}} \times 0,5 \text{ m} - ( W_1 \times 0,5 \text{ m} + W_2 \times \\
&0,75 \text{ m} ) \\
&= 22297,35 \times 0,5 \text{ m} - (7,5 \text{ kN} \times 0,5 \text{ m} + \\
&30 \text{ kN} \times 0,75 \text{ m} ) \\
&= 11122,425 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

Diketahui :

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

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa} \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

dicoba tulangan  $\emptyset 25$

$$d = 1200 - 40 - ( \frac{1}{2} \times 25 ) = 1147,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11122,425}{0,8} = 13903,031 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
K &= \frac{M_n}{b \times d^2 \times 0,85 \times f'_c} = \frac{13903,031 \times 10^6}{1000 \times 1147,5^2 \times 0,85 \times 30} \\
&= 0,414
\end{aligned}$$

$$F = 1 - \sqrt{1 - 2 \times K} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,414} = 0,828$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \beta_1 \left[ \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right], \text{ dimana } \beta_1 = 0,85$$

$$= 0,75 \times 0,85 \left[ \frac{0,85 \times 30}{320} \times \frac{600}{600 + 320} \right] = 0,0331$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

---


$$F(0,828) > F_{\text{mak}} = \frac{\rho_{\text{maks}} \times f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{0,0331 \times 320}{0,85 \times 30}$$

$$= 0,415 \rightarrow \text{digunakan tulangan rangkap}$$

$$A_s = F \times b \times d \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} = 0,415 \times 1000 \times 1147,5 \times \frac{0,85 \times 30}{320}$$

$$= 37948,183 \text{ mm}^2$$

Kontrol pmin :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{37948,183}{1000 \times 1147,5} = 0,033$$

$\rho_{\text{min}} (0,0044 < \rho (0,033)) < \rho_{\text{mak}} (0,0331)$

.....gunakan

### **Tulangan Pokok**

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,033 \times 1000 \times 1147,5 = 3798,25 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik digunakan D25 – 100 (  $A_s = 4908,74 \text{ mm}^2$ )

Tulangan tekan diambil 50% tulangan tarik,

$$A_s' = 0,5 \times 4908,74 = 2454,37 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan D19 – 100 (  $A_s = 2835,29 \text{ mm}^2$ )

---

### **Tulangan Bagi**

Diambil 20% tulangan utama,  $A_s = 0,2 \times 4908,74 = 981,75 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D16 – 200 ( $A_s = 1005 \text{ mm}^2$ )

### **Tulangan Geser**

Gaya lintang pada pile cap ( $P_{\text{maks}}$ ) =  $W_1 + W_2 = 7,5 + 30 = 37,5 \text{ kN}$

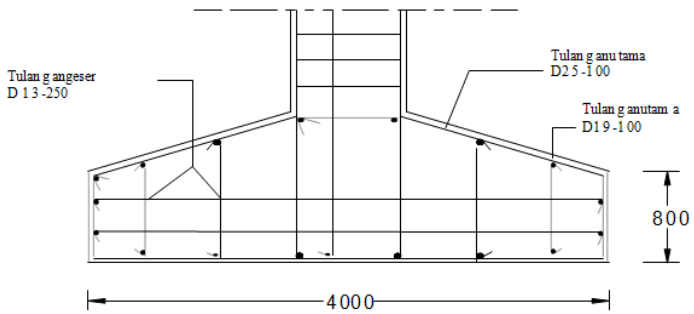
Syarat perlu tulangan geser :  $V_u > \phi V_c$

$$V_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{37500}{1000 \times 1147,5} = 0,0326 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,0326 \text{ Mpa}$$

Menurut tabel 15 “DDPBB” untuk  $f'_c = 25 \text{ Mpa}$  maka diperoleh :  $\phi V_c = 0,50 \text{ Mpa}$

Karena  $V_u < \phi V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser.

Dipakai tulangan geser praktis D13 – 250



**Gambar 5.55. Penulangan Poer**

---

## 5.6. PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG

### 5.6.1. Perencanaan Tiang Pancang Pada Abutmen

Dari perhitungan pembebanan yang diterima abutmen :

$$H = 1519,17 \text{ kN}$$

$$M_H = 3911,04 \text{ kNm}$$

$$V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$M_V = 16466,183 \text{ kNm}$$

#### 5.6.1.1. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

##### A. Daya Dukung Tiang Individu

Tinjauan spesifikasi tiang pancang berdasarkan

:

##### a) Kekuatan bahan tiang.

$$P \text{ tiang} = \sigma' \text{ bahan} \times A \text{ tiang}$$

Dimana ;

Tiang D40 cm

Mutu beton = K450

$$\sigma'_{bk} = \text{kekuatan tekan beton karakteristik} = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \text{tegangan ijin bahan tiang} = 0,33 \sigma'_{bk} = 0,33 \times 450 \approx 150 \text{ kg/cm}^2$$

---

Atiang = Luas penampang tiang pancang = 1256  
cm<sup>2</sup>

P tiang = 150 x 1256 = 188400 kg = 188,4 ton

**b) Daya dukung tanah**

**Rumus Noegemen**

$$P_{all} = \frac{qc \times A}{3} + \frac{K \times TF}{5}$$

A = Luas tiang pancang beton =  $\frac{1}{4} \pi (D-d)^2 = \frac{1}{4} \pi$   
 $(40 - 7,5)^2 = 426,8 \text{ cm}^2$

K = keliling tiang pancang =  $\pi \cdot D = \pi \cdot 40 = 125,6$   
cm

TF = JHP = *total friction*, kedalaman – 25m =  
2040 kg/cm

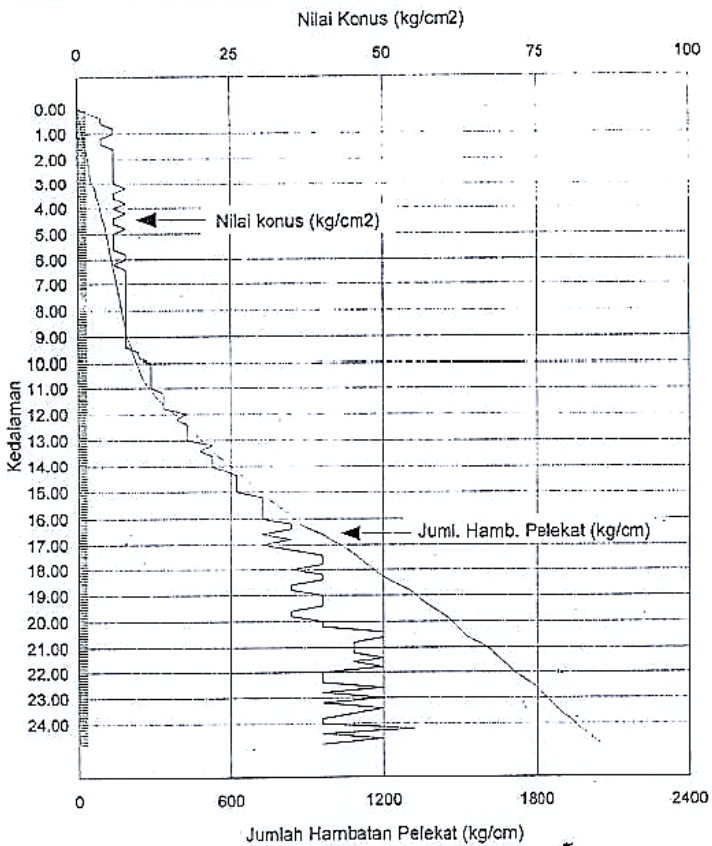
qc =  $\frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb})$  = point bearing capacity  
=  $\frac{1}{2} (48,125 + 50)$   
= 49,0625 kg/cm<sup>2</sup>

q<sub>cu</sub> = *qonus resistance* rata-rata 8D di atas  
ujung tiang

$$q_{cu} = \frac{50+55+40+50+50+50+40+50}{8}$$
$$= 48,125 \text{ kg/cm}^2$$

$q_{cb}$  = rata – rata perlawanan *conus* setebal 4D  
 di bawah tiang  
 $= 50 \text{ kg/cm}^2$

$$P_{all} = \frac{40,0625 \times 426,8}{3} + \frac{125,6 \times 2040}{5} = 58225,41 \text{ kg} = 5822541,1 \text{ N}$$





---

## B. Menentukan jumlah tiang

$$n = \frac{P}{P_{\text{all}}} = \frac{10822785}{582254,1} = 18,6 \approx 20 \text{ buah}$$

dicek dengan menggunakan 20 buah tiang pancang dengan rencana pemancangan 2 bujur, 10 baris seperti pad gambar.

### Kontrol tiang pancang group

Berdasarkan efisiensi kelompok tiang pancang “Persamaan Converse Labare” akibat pemasangan secara group :

$$E = 1 - \frac{\emptyset}{90} \left[ \frac{n - 1m + (m - 1)n}{m \times n} \right]$$

Dimana :

$$\emptyset = \tan^{-1} \frac{D}{S} = \tan^{-1} \frac{0,4}{0,97}$$

D = diameter tiang pancang = 40 cm

S = jarak antara tiang pancang = 0,97 m

n = jumlah tiang dalam baris x = 2 buah

m = jumlah tiang dalam baris y = 10 buah

$$E = 1 - \frac{22,41}{90} \left[ \frac{(2-1)10 + (10-1)2}{10 \times 2} \right] = 0,6514$$

---

$$\begin{aligned} \text{Pall 1 tiang dalam group} &= E \times \text{Pall 1 tiang tunggal} \\ &= 0,6514 \times 5822541,1 = \\ 379273,3255 \text{ N} \end{aligned}$$

### **Kontrol jumlah tiang pancang**

$$n = \frac{P}{P_{\text{all}}} = \frac{10822785}{379273,3255} = 20,054 \rightarrow \text{dipakai 20 buah}$$

tiang pancang

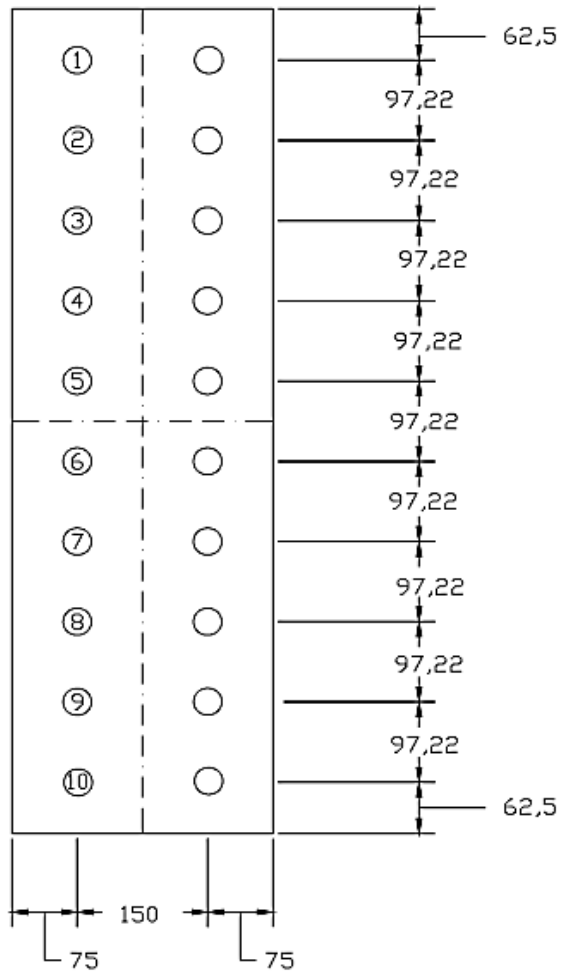
pengecekan terhadap jumlah tiang pancang yang dipasang

$$P \text{ penahan} = 20 \times 379273,3255 = 1,1584 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\text{Beban vertikal yang bekerja } A = 1,082 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Jadi  $P \text{ penahan} > P \text{ yang bekerja}$

Jadi penggunaan buah tiang pancang untuk menahan / mengatasi gaya vertikal yang bekerja adalah aman.



**Gambar 5.56. Denah tiang pancang**

---

### Kordinat Tiang Pancang

$$\text{Baris 1} = y_1 = 437,49 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 2} = y_2 = 340,27 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 3} = y_3 = 243,05 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 4} = y_4 = 145,83 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 5} = y_5 = 48,61 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 6} = y_6 = -48,61 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 7} = y_7 = -145,83 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 8} = y_8 = -243,05 \text{ m}$$

$$\text{Baris 9} = y_9 = -340,27 \text{ cm}$$

$$\text{Baris 10} = y_{10} = -437,49 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma Y^2 &= 2 \times 4 \times 4,379^2 + 2 \times 4 \times 3,4027^2 + 2 \times 4 \times 2,4305^2 \\ &+ 2 \times 4 \times 1,4583^2 + 2 \times 4 \times 0,4861^2 \\ &= 311,91\end{aligned}$$

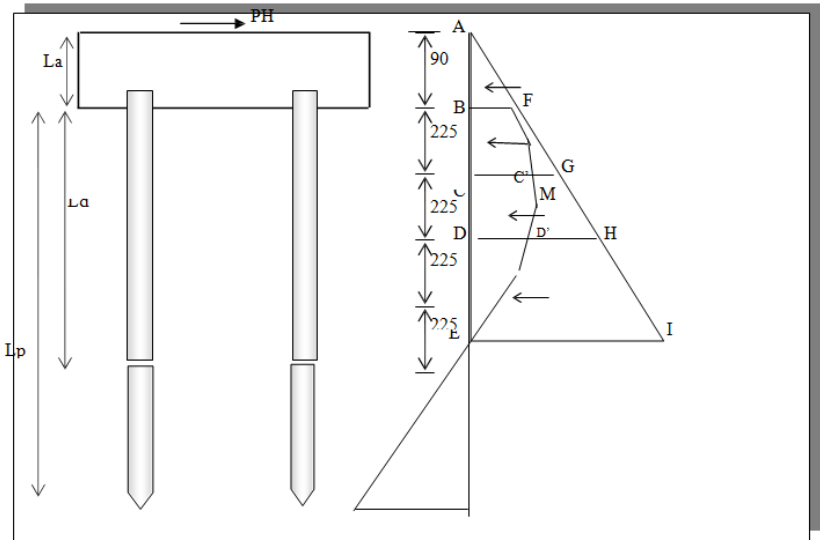
Gaya maksimum terjadi pada tiang pancang baris ke 8

$$\begin{aligned}P_8 &= \frac{P}{n} + \frac{M_U \cdot y_{10}}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{10822,785}{20} + \frac{3911,04 \times 4,3749}{311,91} = 94,77 \text{ kN}\end{aligned}$$

Gaya minimum terjadi pada ting pancang baris ke 1

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{P}{n} - \frac{M_U \cdot y_8}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{10822,785}{20} - \frac{3911,04 \times 4,3749}{311,91} = 87,49 \text{ kN}\end{aligned}$$

### 5.6.1.2. Perhitungan pergeseran tanah akibat gaya lateral



Gambar 5.57. Gaya horizontal pada tiang pancang

$$B = 3 \text{ m}$$

$$L_d = 1/3 L_p$$

$$L_p = \text{panjang tiang pancang} = 25 \text{ m}$$

$$L_d = 1/3 \cdot 25 = 8,33 \text{ m} \approx 25 \text{ m}$$

$$K_p = \tan^2 \left[ 45 + \frac{\phi}{2} \right]$$

$$= \tan^2 \left[ 45 + \frac{17}{2} \right] = 1,826$$

---

$\gamma$  = berat jenis tanah tergantung kedalaman tanah sesuai data

$\phi$  = sudut geser dalam tanah tergantung kedalaman tanah sesuai data

$K_p$  = koefisien tanah pasif

### **Perhitungan diagram tekanan tanah**

$$BF = \gamma \cdot K_p \cdot h_1 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 0,9 \cdot 3 = 6,87 \text{ t/m}^2$$

$$CG = \gamma \cdot K_p \cdot h_2 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 3,15 \cdot 3 = 24,07 \text{ t/m}^2$$

$$DH = \gamma \cdot K_p \cdot h_3 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 5,4 \cdot 3 = 41,26 \text{ t/m}^2$$

$$EI = \gamma \cdot K_p \cdot h_4 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 7,65 \cdot 3 = 58,46 \text{ t/m}^2$$

### **Tekanan Tanah pasif efektif yang bekerja**

$$BF = 6,87 \text{ ton/m}$$

$$CC' = \frac{3}{4} CG = \frac{3}{4} \times 24,07 = 18,05 \text{ ton/m}$$

$$DD' = \frac{1}{3} DH = \frac{1}{3} \times 41,26 = 13,75 \text{ ton/m}$$

$$P1 = 0,5 \times 0,9 \times 6,87 = 3,78 \text{ ton}$$

$$P2 = 0,5 \times 2,25 \times (6,87 + 18,05) = 28,04 \text{ ton}$$

$$P3 = 0,5 \times 2,25 \times (18,05 + 13,75) = 35,78 \text{ ton}$$

$$P4 = 0,5 \times 2,25 \times 13,75 = 15,47 \text{ ton}$$

$$\Sigma P = P1 + P2 + P3 + P4 = 83,07 \text{ ton}$$

---

### Titik Tangkap resultan

$$\Sigma P.Lz = P1.L1 + P2.L2 + P3.L3 + P4.L4$$

$$L1 = (1/3 \cdot 0,9 + 6,75) = 7,05 \text{ m}$$

$$L2 = (\frac{1}{2} \cdot 2,25 + 4,50) = 5,625 \text{ m}$$

$$L3 = (\frac{1}{2} \cdot 2,25 + 2,25) = 3,375 \text{ m}$$

$$L4 = (1/3 \cdot 2,25) = 0,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma P \times Lz &= (3,78 \times 7,05) + (28,04 \times 5,625) + (35,78 \times 3,375) + (15,47 \times 0,75) \\ &= 316,734 \text{ Tm}\end{aligned}$$

$$Lz = \frac{316,734}{83,07} = 3,81 \text{ m}$$

### Kontrol gaya horizontal yang terjadi

$$\Sigma Ms = 0$$

$$PH (0,5 + Ld + Lz) = \Sigma P \times 2 \times Lz$$

$$PH = \frac{(\Sigma P \times 2 \times Lz)}{(0,5 + Ld + Lz)} = \frac{83,07 \times 2 \times 3,81}{0,5 + 8,33 + 3,81} = 50 \text{ ton} =$$

$$5.10^5 \text{ N}$$

$$= 5.10^5 \text{ N} < PH \text{ max } (1,547 \times 0,75)$$

Kesimpulan dari perhitungan di atas diperlukan pemasangan tiang pancang miring, ini disebabkan karena tekanan tanah pasif

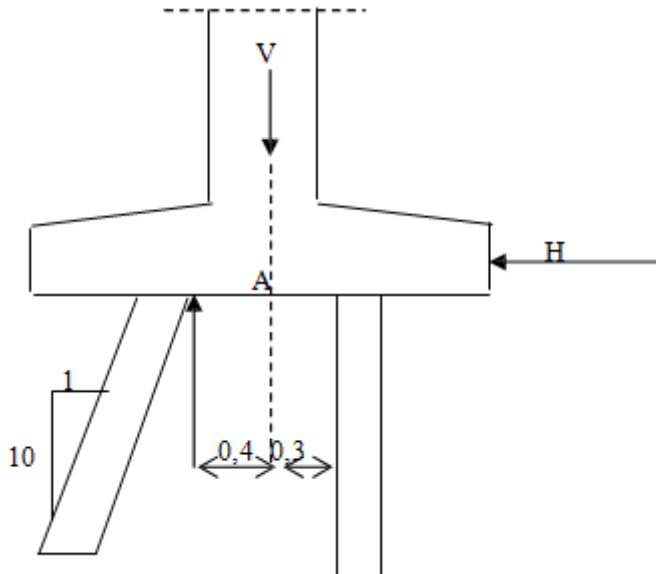
---

efektif yang terjadi masih belum dapat mengatasi gaya horizontal yang bekerja pada konstruksi.

### 5.6.1.3. Perhitungan Tiang Pancang Miring

Direncanakan kemiringan tiang pancang 1 : 10

$$\alpha = 5,71^{\circ}$$



Gambar 5.58. Tiang Pancang Miring



---

Rumus :

H ijin + N1.P sin  $\alpha \geq$  H yang bekerja x FS

Dengan :

H ijin : gaya horizontal yang mampu ditahan oleh tekanan tanah pasif

N : jumlah tiang pancang miring

P : daya dukung tiang pancang vertikal dalam group

H yang bekerja : total gaya horizontal yang bekerja

H ijin + N1.P sin  $\alpha \geq$  H yang bekerja x FS

$5.10^5 + N1 (1,082.10^6 \sin 5,71) \geq 1,51917.10^6 \times 1,5$

$N1 \geq 5,75 \approx 10$  buah

### **Check Gaya Vertikal**

$[(P \times N_2) + N_1 \times (P \cdot \cos \alpha)] \geq V$

Dengan :

P : kemampuan tiang pancang vertikal dalam group

N1 : jumlah tiang pancang miring

N2 : jumlah tiang pancang vertikal

V : beban vertikal yang bekerja pada konstruksi

$N = N1 + N2$

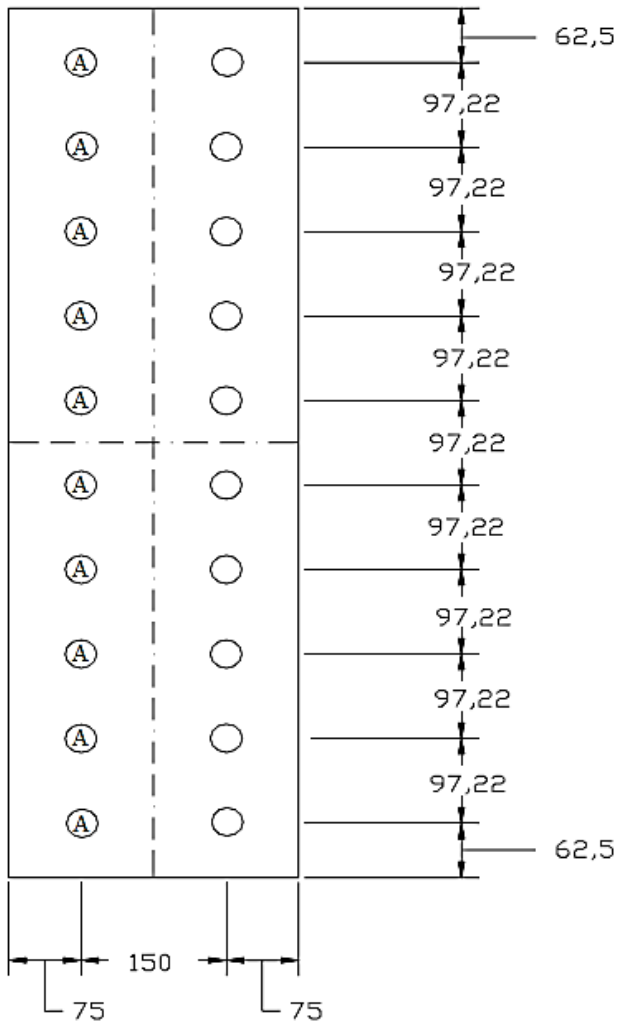
---

$$20 = 10 + N_2 \rightarrow N_1 = 10 \text{ buah}$$

$$[(P \times N_2) + N_1 \times (P \cdot \cos \alpha)] \geq V$$

$$(1,082 \cdot 10^6 \times 10) + 10 (1,082 \cdot 10^6 \cos 5,71) \geq 1,51917 \cdot 10^6$$

$$2,158 \cdot 10^7 \text{ N} \geq 1,51917 \cdot 10^6 \dots\dots\dots (\text{aman})$$



**Gambar 5.59 Penempatan tiang pancang miring**

---

Keterangan :

○ : tiang pancang vertikal

Ⓐ : tiang pancang miring

### 5.6.2. Perencanaan Tiang Pancang pada Pilar

Dari perhitungan pembebanan yang diterima pilar :

$$V = 10822,785 \text{ kN}$$

$$M_v = 16466,183 \text{ kNm}$$

$$H = 1519,183 \text{ kN}$$

$$M_H = 20377,223 \text{ Nm}$$

#### 5.6.2.1. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pncang

##### A. Daya Dukung Tiang Individu

Tinjauan spesifikasi tiang pancang berdasarkan :

##### c) Kekuatan bahan tiang.

$$P \text{ tiang} = \sigma' \text{ bahan} \times A \text{ tiang}$$

Dimana ;

Tiang D 40 cm

Mutu beton = K450

---

$\sigma'_{bk}$  = kekuatan tekan beton karakteristik = 450  
kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma'_b$  = tegangan ijin bahan tiang = 0,33  $\sigma'_{bk}$  = 0,33  
x 450  $\approx$  150 kg/cm<sup>2</sup>

A tiang = luas penampang tiang pancang = 1256  
cm<sup>2</sup>

P tiang = 150 x 1256 = 188400 kg = 188,4 ton

#### d) Daya dukung tanah

##### Rumus boegemenn

$$P_{all} = \frac{qc \times A}{3} + \frac{K \times TF}{5}$$

A : luas tiang pancang beton =  $\frac{1}{4} \pi (D-d)^2 = \frac{1}{4}$   
 $\pi \cdot (40-7,5)^2 = 426,8 \text{ cm}^2$

K : keliling tiang pancng =  $\pi \cdot D = \pi \cdot 40 = 125,6 \text{ cm}$

TF = JHP= *total friction*, kedalaman -25 m =  
2180 kg/cm

$$\begin{aligned} qc &= \frac{1}{2} (q_{cu} + q_{cb}) = \textit{point bearing capacity} \\ &= \frac{1}{2} (45 + 45) \\ &= 45 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$q_{cu}$  : *qonus resitance* rata-rata 8D di atas ujung tiang

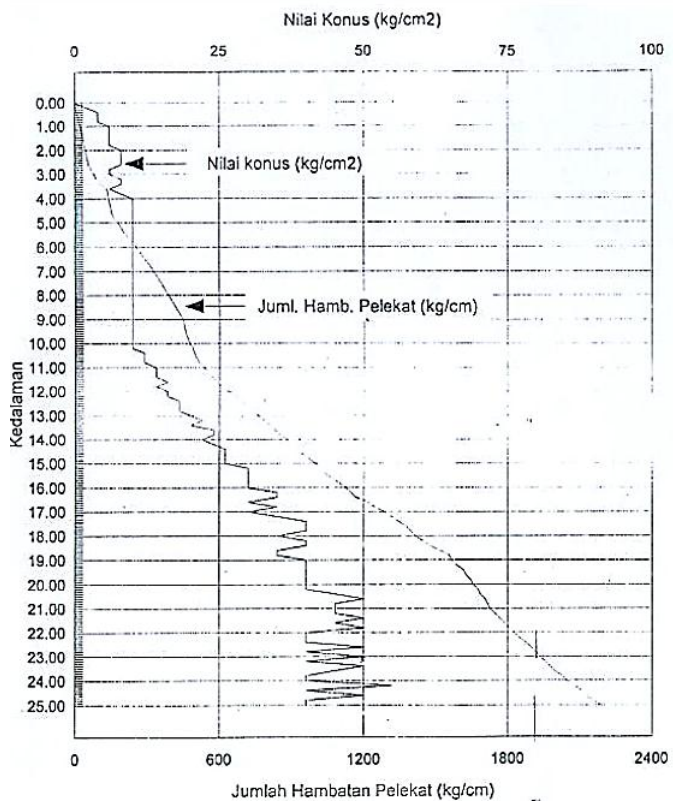
$$q_{cu} = \frac{45+45+45+45+45+45+45+45}{8}$$

$$= 45 \text{ kg/cm}^2$$

qcb : rata – rata perlawanan *conus* setebal 4D di bawah

$$\text{tiang} = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{all} = \frac{45 \times 426,8}{3} + \frac{125,6 \times 2180}{5} = 611636 \text{ N}$$



---

## B. Menentukan jumlah tiang

$$n = \frac{P}{\text{Pall}} = \frac{10822785}{611636} = 17,69 \approx 24 \text{ buah}$$

dicek dengan menggunakan 24 buah tiang pancang dengan rencana pemasangan 3 lajur, 8 baris seperti pada gambar.

### Kontrol tiang pancang group

Berdasarkan efisiensi kelompok tiang pancang “Persamaan Converse Labare” akibat pemasangan secara group :

$$E = 1 - \frac{\emptyset}{90} \left[ \frac{n-1m+(m-1)n}{m \times n} \right]$$

Dimana :

$$\emptyset = \tan^{-1} \frac{D}{S} = \tan^{-1} \frac{0,4}{0,97} = 17,74$$

D = diameter tiang pancang = 40 cm

S = jarak antara tiang pancang = 1,25 m

n = jumlah tiang dalam baris x = 3 buah

m = jumlah tiang dalam baris y = 8 buah

$$E = 1 - \frac{17,74}{90} \left[ \frac{(3-1)8+(8-1)3}{8 \times 3} \right] = 0,696$$

Pall 1 tinag dalam group = E x Pall 1 tiang tunggal

---

$$= 0,696 \times 611636 = 425698,67 \text{ N}$$

### **Kontrol jumlah tiang pancang**

$$n = \frac{P}{P_{all}} = \frac{10822785}{425698,67} = 23,45 \rightarrow \text{dipakai 24 buah tiang pancang}$$

Pengecekan terhadap jumlah tiang pancang yang dipasang

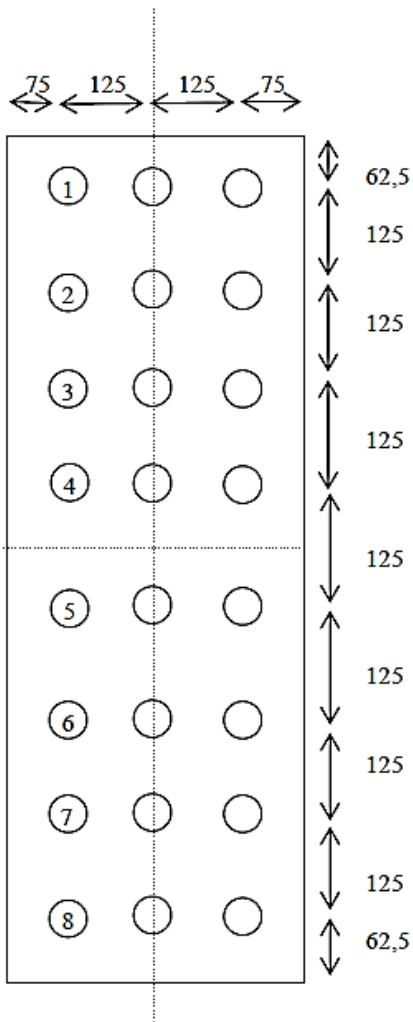
$$P \text{ penahan} = 24 \times 425698,67 = 11,11 \cdot 10^6$$

$$\text{Beban vertikal yang bekerja } P = 10,822785 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Jadi  $P \text{ penahan} > P \text{ yang bekerja}$

Jadi penggunaan 24 buah tiang pancang untuk menahan / mengatasi gaya vertikal yang bekerja adalah aman.





**Gambar 5.60. Denah tiang pancang**

---

### Kordinat Tiang Pancang

$$\text{Baris 1} = y_1 = 4,375 \text{ m}$$

$$\text{Baris 2} = y_2 = 3,125 \text{ m}$$

$$\text{Baris 3} = y_3 = 1,875 \text{ m}$$

$$\text{Baris 4} = y_4 = 0,625 \text{ m}$$

$$\text{Baris 5} = y_5 = -0,625 \text{ m}$$

$$\text{Baris 6} = y_6 = -1,875 \text{ m}$$

$$\text{Baris 7} = y_7 = -3,125 \text{ m}$$

$$\text{Baris 8} = y_8 = -4,375 \text{ m}$$

$$\Sigma Y^2 = 3 \times 4 \times 4,375^2 + 3 \times 4 \times 3,125^2 + 3 \times 4 \times 1,875^2 + 3 \times 4 \times 0,625^2 = 393,75$$

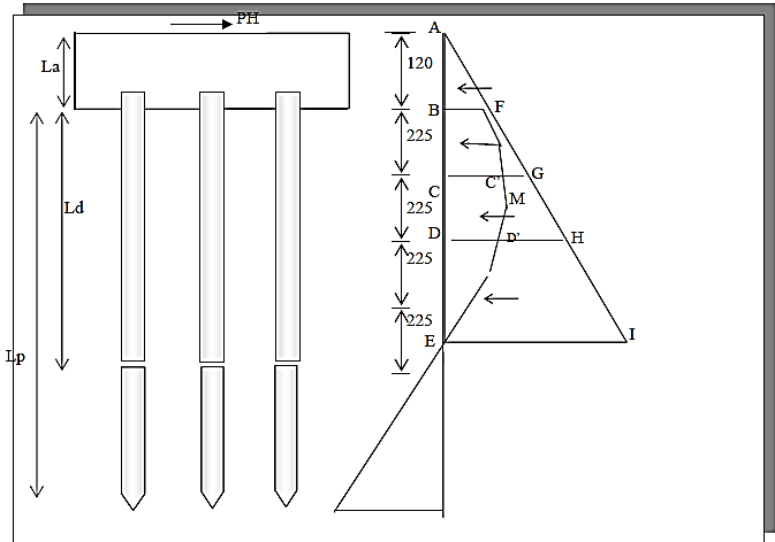
Gaya maksimum terjadi pada tiang pancang baris ke 8

$$\begin{aligned} P_8 &= \frac{V}{n} + \frac{Mx \cdot y_8}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{10822,785}{24} + \frac{16466,183 \times 4,375}{393,75} = 45,113 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya minimum terjadi pada tiang pancang baris ke 1

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{V}{n} - \frac{Mx \cdot y_1}{\Sigma Y^2} \\ &= \frac{10822,785}{24} - \frac{16466,183 \times 4,375}{393,75} = 44,076 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 5.4.2.2. Perhitungan pergeseran tanah akibat gaya lateral



Gambar 5.61. Gaya horizontal pada tiang pancang

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

$$L_d = 1/3 L_p$$

$$L_p = \text{panjang tiang pancang} = 25 \text{ m}$$

$$L_d = 1/3 \cdot 25 = 8,33 \text{ m} \approx 9 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} K_p &= \tan^2 \left( 45 + \frac{\theta}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left( 45 + \frac{17}{2} \right) = 1,826 \end{aligned}$$

---

$\gamma$  = berat jenis tanah tergantung kedalaman tanah sesuai data

$\phi$  = sudut geser dalam tanah tergantung kedalaman tanah sesuai data

### **Perhitungan Diagram Tekan Tanah**

$$BF = \gamma \cdot K_p \cdot h_1 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 1,20 \cdot 4 = 12,23 \text{ t/m}^2$$

$$CG = \gamma \cdot K_p \cdot h_2 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 3,45 \cdot 4 = 35,15 \text{ t/m}^2$$

$$DH = \gamma \cdot K_p \cdot h_3 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 5,7 \cdot 4 = 58,08 \text{ t/m}^2$$

$$EI = \gamma \cdot K_p \cdot h_4 \cdot B = 1,395 \cdot 1,826 \cdot 7,95 \cdot 4 = 81 \text{ t/m}^2$$

### **Tekanan tanah pasif efektif yang bekerja**

$$BF = 12,23 \text{ ton/m}$$

$$CC' = \frac{3}{4} CG = \frac{3}{4} \times 35,15 = 26,36 \text{ ton/m}$$

$$P1 = 0,5 \times 1,2 \times 12,23 = 7,34 \text{ ton}$$

$$P2 = 0,5 \times 2,25 \times (12,23 + 35,15) = 53,30 \text{ ton}$$

$$P3 = 0,5 \times 2,25 \times (35,15 + 58,08) = 104,88 \text{ ton}$$

$$P4 = 0,5 \times 2,25 \times 81 = 91,13 \text{ ton}$$

$$\Sigma P = P1 + P2 + P3 + P4 = 256,65 \text{ ton}$$

---

### Titik tangkap resultan

$$\Sigma P.Lz = P1.L1 + P2.L2 + P3.L3 + P4.L4$$

$$L1 = (1/3 \cdot 1,2 + 6,75) = 7,15 \text{ m}$$

$$L2 = (1/2 \cdot 2,25 + 4,50) = 5,625 \text{ m}$$

$$L3 = (1/2 \cdot 2,25 + 2,25) = 3,375 \text{ m}$$

$$L4 = (1/3 \cdot 2,25) = 0,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma P \times Lz &= (7,34 \times 7,15) + (53,30 \times 5,625) + (104,88 \times \\ &3,375) + (91,13 \times 0,75) \\ &= 774,61 \text{ Tm}\end{aligned}$$

$$Lz = \frac{774,61}{256,65} = 3,02 \text{ m}$$

### Kontrol gaya horizontal yang terjadi

$$\Sigma Ms = 0$$

$$PH (0,5 + Ld + Lz) = \Sigma P \times 2 \times Lz$$

$$PH = \frac{(\Sigma P \times 2 \times Lz)}{(0,5 + Ld + Lz)} = \frac{256,65 \times 2 \times 3,02}{0,5 + 8,33 + 3,02} = 130,8 \text{ ton} = 1,31 \cdot 10^6$$

N

Kesimpulan dari perhitungan diatas diperlukan pemasangan tiang pancang miring, ini disebabkan karena tekanan tanah pasif efektif yang terjadi masih belum

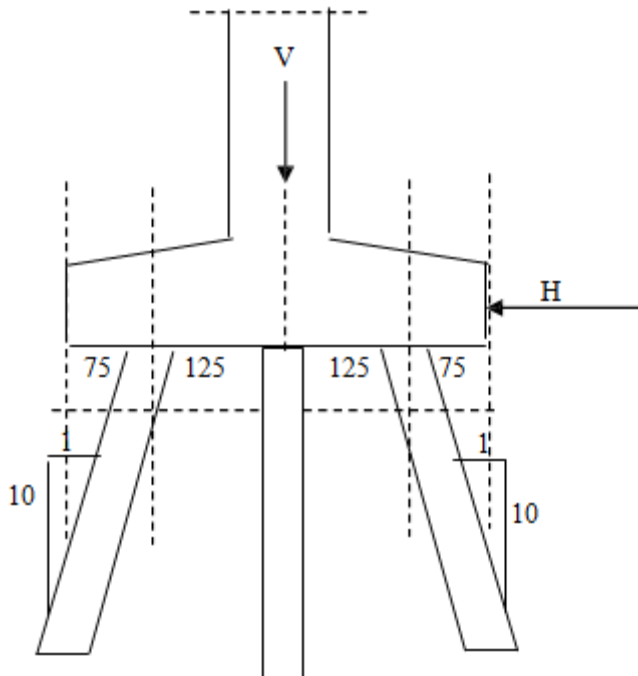
---

dapat mengatasi gaya horizontal yang bekerja pada konstruksi.

### 5.6.2.3. Perhitungan Tiang Pancang Miring

Direncanakan kemiringnan tiang pancang 1:10

$$A = 5,71^{\circ}$$



Gambar 5.62. Tiang Pancang Miring Pilar

---

Rumus :

$$H \text{ ijin} + N_1 \cdot P \sin \alpha \geq H \text{ yang bekerja} \times FS$$

Dimana :

H ijin : gaya horizontal yang mampu ditahan oleh tekanan tanah pasif

H : jumlah tiang pancang miring

P : daya dukung tiang pancang vertikal dalam group

H yang bekerja : total gaya horizontal yang bekerja

$$H \text{ ijin} + N_1 \cdot P \sin \alpha \geq H \text{ yang bekerja} \times FS$$

$$1,31 \cdot 10^6 + N_1 (1,082 \cdot 10^6 \sin 5,71) \geq 1,51917 \cdot 10^6 \times 1,25$$

$$N_1 \geq 7,23 \approx 16 \text{ buah}$$

### **Cek gaya vertikal**

$$[(P \times N_2) + N_1 \times (P \cdot \cos \alpha)] \geq V$$

Dengan :

---

P: kemampuan tiang pancang vertikal dalam group

N1 : jumlah tiang pancang miring

N2 : jumlah tiang pancang vertikal

V : beban vertikal yang bekerja pada konstruksi

$$N = N_1 + N_2$$

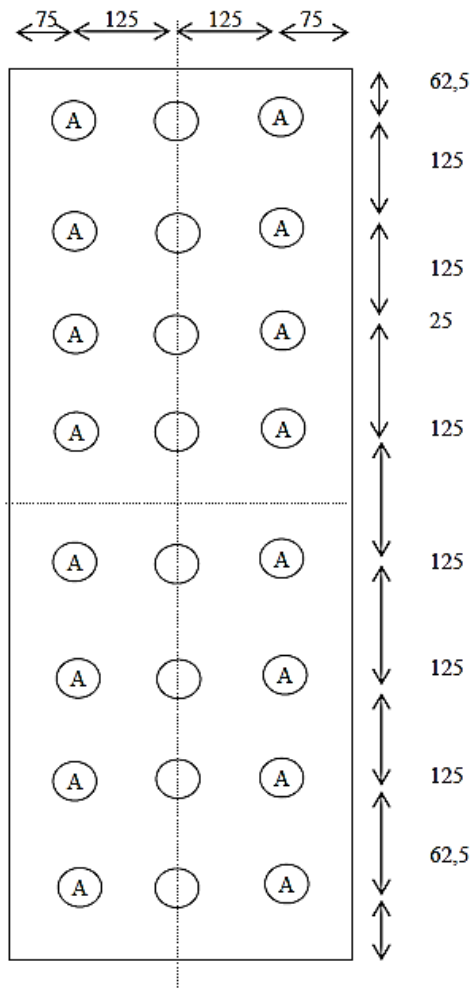
$$24 = 16 + N_2 \rightarrow N_2 = 8 \text{ buah}$$

$$[(P \times N_2) + N_1 \times (P \cdot \cos \alpha)] \geq V$$

$$(425698,67 \times 8) + 16 (425698,67 \cos 5,71) \geq 10,822785 \cdot 10^6$$

$$11,18 \cdot 10^6 \geq 10,822785 \cdot 10^6 \text{ N} \dots\dots \text{ (aman)}$$





**Gambar 5.63. Penempatan tiang pancang miring pada pilar**

---

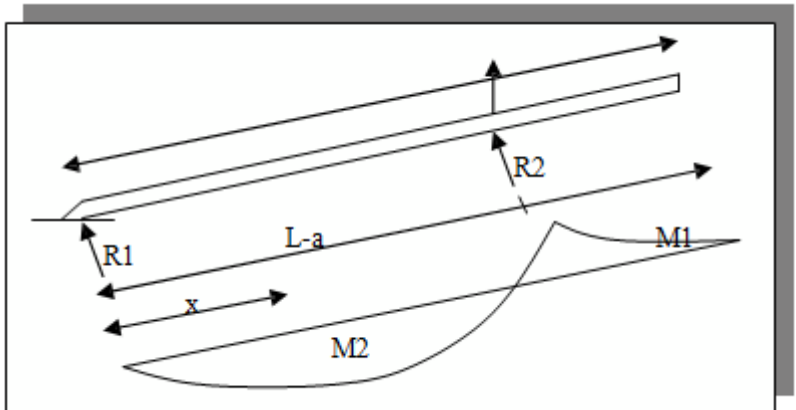
Keterangan :

○ : tiang pancang vertikal

Ⓐ : tiang pancang miring

### 5.6.3. TIANG PANCANG

#### 5.6.3.1. Momen akibat pengangkatan satu titik



Gambar 5.64 Pengangkatan dengan 1 titik

---

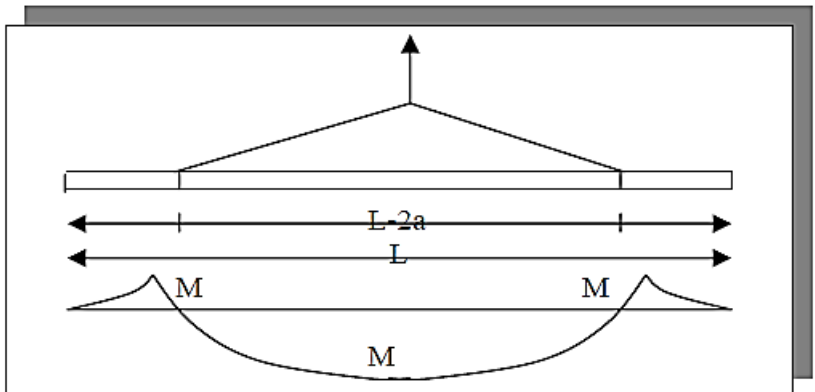
$$WD = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma_{beton} = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,4^2 \times 2400 = 301,44 \text{ kg/m}$$

$$WL = 40 \text{ kg/m}$$

$$q_{tot} = 1,2 \text{ WD} + 1,6 \text{ WL} = (1,2 \times 301,44) + (1,6 \times 40) = 425,728 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= M_2 = M_{max} \\ &= \frac{1}{18} \times q \times L^2 = \frac{1}{8} \times 425,728 \times 25^2 \\ &= 9526,96 \text{ kgm} \\ &= 9,527 \cdot 10^4 \text{ Nm} \end{aligned}$$

### 5.6.3.2. Momen akibat pengangkatan dengan dua titik



Gambar 5.65. Pengangkatan dengan dua titik

---

$$M_1 = M_2 = M_{\max} = \frac{1}{2} \times q \times L^2 = \frac{1}{2} \times 425,728 \times 25^2 = 5811,32$$

kgm

Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik karena momen yang didapat dari 2 titik pengangkatan lebih kecil dari pada momen pengangkatan akibat 1 titik. Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan 1 titik.

$$M_{\text{designe}} = 1,5 \times M_{\text{Max}} = 1,5 \times 9526,96 = 14290,44 \text{ kgm} = 1,43 \cdot 10^5 \text{ Nm}$$

direncanakan :

$$f'_c = 45 \text{ MPa}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{diameter pancang (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{tebal selimut (p)} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{diameter efektif (d)} = 400 - 50 - 0,5 \times 14 - 8 = 335 \text{ mm}$$

---

### Tulangan

Untuk K – 450 ( $f_c' = 37,5$  Mpa) dan BJTP 24 ( $f_y = 240$  Mpa)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \beta_1 \times \left[ \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right] \text{ dimana } \beta_1 = 0,85$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 45}{240} \times \frac{600}{600 + 240} \right] = 0,0726$$

Tiang pancang berbentuk bulat, sehingga pehitungannya dikonfirmasi ke dalam bentuk bujur sangkar dengan  $b = 0,88D = 0,88 \cdot 0,4 = 0,352$  m

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \rho \cdot \phi \cdot f_y \left[ 1 - 0,588 \rho x \frac{f_y}{f_c'} \right]$$

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \rho x \cdot 0,8 \times 240 \left[ 1 - 0,588 \rho x \frac{240}{45} \right]$$

$$\frac{1,43 \cdot 10^8}{352 \times 352^2} = 192\rho - 602,112 \rho^2$$

$$602,112\rho^2 - 192\rho + 3,278 = 0$$

$$\rho = 0,0181$$

$$\rho_{\min} = 0,00583$$

$$\rho_{\max} = 0,00726$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

---

### **Tulangan Utama**

$$A_{st} = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = 0,0181 \times 352 \times 352 = 2242,66 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4Ø28 ( $A_{st} = 2463 \text{ mm}^2$ )

### **Kontrol terhadap Tumbukan Hammer**

Jenis hammer yang akan digunakan adalah type K-35 dengan berat hammer 3,5 ton.

Daya dukung satu tiang pancang =  $7,17 \cdot 10^5 \text{ N}$

Rumus tumbukan :

Dengan :

R = kemampuan dukung tiang akibat tumbukan

Wr = berat hammer = 3,5 T = 35 kN

H = tinggi jatuh hammer = 1,5m

S = final settlement rata-rata = 2,5 cm

C = koefisien untuk double acting system hammer = 0,1

---

Maka :

$$R = \frac{Wr \cdot H}{\phi (s + c)}$$

$$R = \frac{35 \times 1,5}{0,2 (0,025 + 0,1)} = 210 \text{ kN}$$

$$2,1 \cdot 10^5 < P_{\text{tiang}} = 7,17 \cdot 10^5 \text{ N} \dots\dots \text{(aman)}$$

### **Penulangan Akibat Tumbukan**

Dipakai rumus *New Engineering Formula* :

$$P_U = \frac{eh \cdot Wr \cdot H}{s + c}$$

Dengan :

$P_U$  = daya dukung tiang pancang

eh = efisiensi hammer = 0,8

H = tinggi jatuh hammer = 1,5 m

S = final settlemet rata-rata = 2,5 cm

Maka :

$$P_U = \frac{eh \cdot Wr \cdot H}{s + c} = \frac{0,8 \times 35 \times 1,5}{0,025 + 0,1} = 336 \text{ kN}$$

Menurut SKSNI – T – 03 – 1991 pasal 3.3.3.5

Kuat tekan struktur :

$$P_{\text{mak}} = 0,8 (0,85 f^{\prime}c (A_g - A_{gt}) + f_y \cdot A_{st})$$

$$336000 = 0,8 (0,85 \cdot 45 (3,14 \cdot 200^2 - A_{st}) + 45 \cdot A_{st})$$

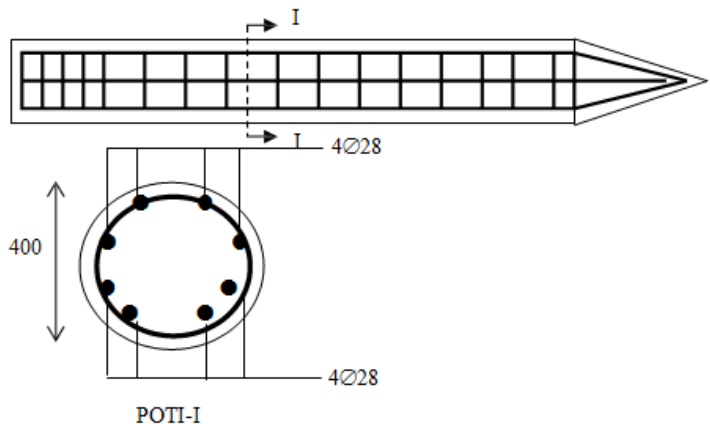
$$A_{st} = - 830746$$

Karena hasil negative, maka digunakan :

$$A_{st} = 1\% \times 3,14 \times 200^2$$

$$A_{st} = 3256 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 8Ø28 ( $A_{st} = 4926 \text{ mm}^2$ )



**Gambar 5.66 Potongan Penulangan Tiang Pancang**

### Kontrol Geser

$$\tau_b = \frac{D_{max}}{0,9 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot d^2} = \frac{(-q \cdot a) + (\frac{1}{2} \cdot q \cdot L)}{0,9 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot d^2}$$

$$\tau_b = \frac{(425,728 \times 6,69) + (\frac{1}{2} \times 425,728 \times 25)}{0,9 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,4^2}$$



---

$$= 72272,826 \text{ kg/m}^2 = 7,227 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 0,53\sigma \rightarrow \sigma = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,53 \cdot 1600 = 848 \text{ kg/cm}^2$$

Karena  $\tau_b < \tau_b$  ijin maka tidak perlu tulangan geser, maka digunakan tulangan sengkang praktis yaitu tulangan spiral.

### 5.7.. Perhitungan Tulangan Spiral

Rasio penulangan Spiral :

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) x \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 40^2}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2} - 1 \right) x \frac{450}{2400} = 0,0656$$

$$A_s = 2 \times \rho_s \times A_c$$

$$= 2 \times 0,0656 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 40^2$$

$$= 164,85 \text{ cm}^2$$

$$s = 2 \times \pi \times D_c \times A_{sp}/A_s$$

$$= 2 \times 3,14 \times 40 \times \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 / 164,85 =$$

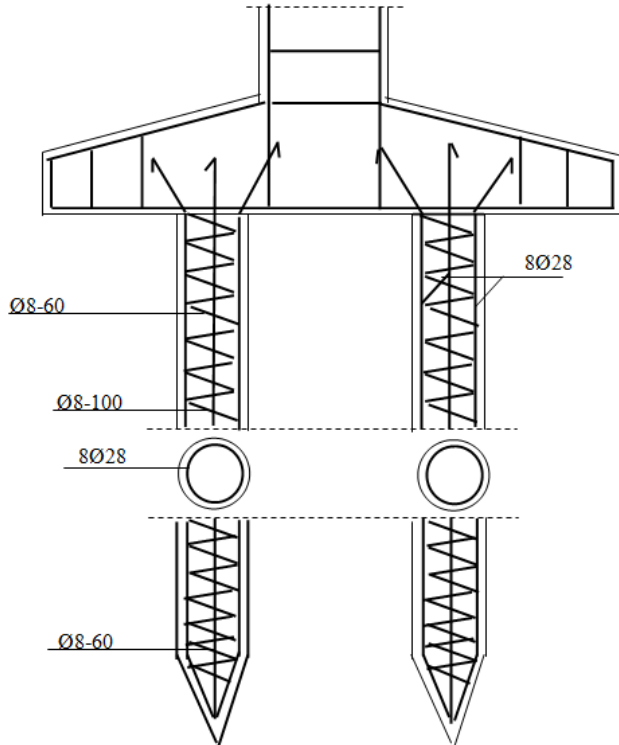
$$0,76 \text{ cm} \rightarrow 6 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai tulangan Ø8-60

---

Senggang pada ujung tinag dipakai  $\text{Ø}8-60$

Senggang pada tengah tiang dipakai  $\text{Ø}8-100$

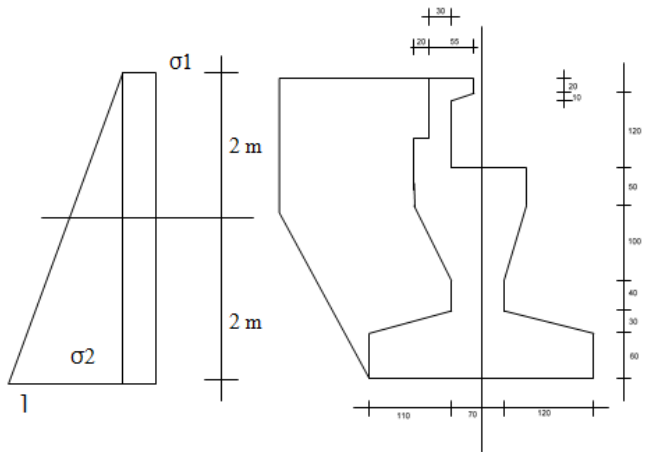


**Gambar 5.67 Pe nulangan Tiang Pancang**

---

## 5.8. Perencanaan Wing Wall

Perencanaan wing wall bertujuan untuk menahan stabilitas tanah urugan dibelakang abutmen.



**Gambar 5.68** Pembebanan untuk *Wing Wall*

Tanah merupakan tanah urugan, diambil tanah dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\gamma_t &= 13,95 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 17^\circ \\ C &= 9 \text{ kN/m}^2 \\ K_a &= \text{tg}^2 (45 - \phi/2) \\ &= \text{tg}^2 (45 - 8,5)\end{aligned}$$

---

Dengan :

$\gamma$  = berat isi tanah

$\emptyset$  = sudut geser

Q = beban tetap

Tegangan – tegangan yang terjadi diambil pada h =  
2 m (maksimum)

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= (q \times K_a) \\ &= (22 \times 0,55) \\ &= 12,1 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= (\gamma \times K_a \times h) \\ &= (13,95 \times 0,55 \times 2) \\ &= 15,35 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tekanan tanah aktif :

$$\begin{aligned}P_a &= \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times 2 + \sigma_1 \times 2 \\ &= \frac{1}{2} \times 15,35 \times 2 + 12,1 \times 2 \\ &= 39,55 \text{ kN}\end{aligned}$$

**Penulangan Wing Wall :**

Tebal plat 250 mm

d diambil 210 mm

$$\begin{aligned}M_u &= P_a \times 3,5 \\ &= 39,55 \times 3,5\end{aligned}$$

---

$$= 138,425 \text{ kNm}$$

Maka :

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho \times 0,8 \times fy \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{fy}{f'c}\right)$$

$$\frac{138,425 \cdot 10^6}{1000 \times 210^2} = \rho \times 0,8 \times 3200 \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{3200}{300}\right)$$

$$1605,63 \rho^2 - 256 + 3,14 = 0$$

$$\rho = 0,00733$$

syarat  $\rho \text{ min} \leq \rho \leq \rho \text{ max}$

$$\rho \text{ min} = 0,0032$$

$$\rho \text{ max} = 0,0404$$

maka digunakan  $\rho = 0,00733$

$$\begin{aligned} As &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00733 \times 1000 \times 210 \\ &= 1539,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 125 (  $As = 1608 \text{ mm}^2$  )

Checking :

$$\begin{aligned} \rho &= As \text{ terpasang} / (b \times d) \\ &= 1608 / (1000 \times 210) \\ &= 0,00766 < \rho \text{ max} \quad (\text{Ok}) \end{aligned}$$

Tulangan Pembagi

---

$$= 0,0025 \times b \times d$$

$$= 0,0025 \times 1000 \times 210$$

$$= 525 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 – 200 ( $A_s = 664 \text{ mm}^2$ )