

**BAB IV**  
**HASIL DAN PEMBAHASAN**

## BAB IV

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Data Perencanaan

##### 4.1.1 Umum

Dalam perencanaan gedung, desain harus direncanakan terlebih dahulu. Perancangan awal merupakan tahapan penghitungan denah ukuran awal elemen struktur dengan mengacu pada spesifikasi yang ditentukan pada awal perancangan. Struktur bangunan sendiri terbagi menjadi dua jenis struktur, yaitu struktur bangunan induk dan bangunan sekunder. Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur bangunan, sesuai dengan fungsinya, struktur tersebut hanya dirancang untuk menahan beban tertentu, yang kemudian disalurkan ke struktur utama.

##### 4.1.2 Data Umum

a. Data Perencanaan yang akan digunakan :

Lokasi	: Surabaya
Fungsi bangunan	: Gedung perkantoran
Letak bangunan	: Jauh dari pantai
Jumlah lantai	: 10 Lantai
Lebar bangunan	: 35 m
Panjang bangunan	: 28 m
Struktur Bangunan	: Beton Bertulang
Mutu beton ( $f'c'$ )	: 25 Mpa
Mutu baja	: Bj 41
	$F_y$ 250 Mpa
	$F_u$ 410 Mpa
	E 200000 Mpa

##### 4.1.3 Dasar Perencanaan

Sebagai dasar perencanaan digunakan standar tata cara yang berlaku di Indonesia termasuk Surabaya, antara lain :

- Tata cara perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung ( SNI 03-1729 - 2015 )

- b. Tata cara perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung ( SNI 03-1726-2012 )
- c. Tata Cara Pembebanan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung ( PPIUG 1983 )

**4.2 Perencanaan Struktur Sekunder**

**4.2.1 Perencanaan Tangga**

**Data Perencanaan**

- Tinggi antar lantai = 400 cm
- Tinggi bordes = 200 cm
- Lebar injakan = 20 cm
- Panjang Tangga = 360 cm
- Lebar pegangan tangga = 5 cm

**4.2.2 Perencanaan Jumlah injakan tangga**

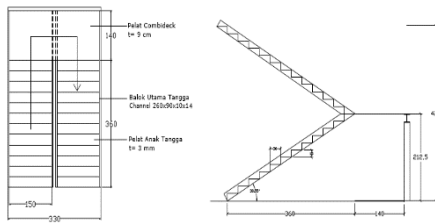
- Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

$$60 \text{ cm} < ( 2t + i ) < 65 \text{ cm}$$

$$25^\circ < a < 40^\circ$$

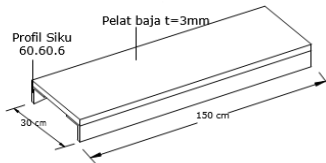
- Jumlah injakan  $= \frac{200}{15} = 13$  buah
- Jumlah injakan ( n ) = 13+1 = 14 buah
- Lebar bordes = 140 cm
- Lebar Tangga = 160 cm
- Panjang Tangga = 360 cm
- Panjang Bordes = 330 cm

$$a = \text{arc tg} \left( \frac{30}{15} \right) = 31,30^\circ \dots\dots\dots 0k$$



Gambar 4. 1 Denah Tangga

### 4.2.3 Perencanaan plat tangga



Gambar 4. 2 Tampak anak tangga

- ❖ Perencanaan tebal plat tangga
  - Tebal pelat tangga = 30 mm = 0,003 m
  - Berat Jenis Baja = 7850 kg/m<sup>3</sup>
  - Mutu baja Bj 41 → Tegangan leleh baja = 2500 kg/cm<sup>2</sup>
- ❖ Perencanaan pembebanan plat tangga
  - Beban pelat = 0,002 x 1,60 x 7850 = 25,12 kg/m
  - Alat penyambung ( 10 % ) = 3,53 kg/m +
  - q<sub>0</sub> = 28,65 kg/m
- Beban Hidup
  - q<sub>t</sub> = 200 x 1,60 = 320 kg/m
- Perhitungan  $M_D$  dan  $M_L$ 
  - $M_D = 1/8 q_D l^2$
  - = 0,125 x 28,65 x 0,2<sup>2</sup> = 0,143 kgm
  - $M_L = 1/8 q_L l^2$
  - = 0,125 x 320 x 0,2<sup>2</sup> = 1,6 kgm
- ❖ Perhitungan kombinasi pembebanan  $M_u$ 
  - $M_u = 1,4 M_D$



$$q_D = 9,848 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup ( ½ lebar injakan )
  - $q_L = 300 \times 0,15 = 45 \text{ kg/m}$
  - $p_l = 100 = 100 \text{ kg/m}$
  - Perhitungan  $M_D = 1/8 q_p l^2$ 
    - $= 0,125 \times 9,848 \times 1,50^2 = 2,769 \text{ kgm}$
  - $M_L = 1/8 q_l l^2 \rightarrow$  akibat beban merata
    - $= 0,125 \times 45 \times 1,50 = 11,827 \text{ kgm}$
  - $M_L = 1/3 ( PL ) \rightarrow$  akibat beban terpusat
    - $= 1/3 \cdot 100 \cdot 150 = 5000 \text{ kg cm} = 50 \text{ kgm}$
  - $V_u = \frac{1}{2} ( 1,2 \cdot q_n \cdot l ) + \frac{1}{2} ( 1,6 P \cdot 2 )$ 
    - $= 0,5 ( 1,2 \cdot 9,848 \cdot 1,50 ) + 0,5 ( 1,6 \cdot 100 \cdot 2 )$
    - $= 168,863 \text{ kg}$
- Perhitungan Kombinasi Pembebanan  $M_u$ 
  - $M_u = 1,4 M_D$ 
    - $= 1,4 \times 2,7569 = 3,877 \text{ kgm}$
  - $M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$ 
    - $= 1,2 \times 2,769 + 1,6 \times 50 = 83,323 \text{ kgm}$
- ❖ Kontrol Momen Lentur
  - $\phi Mn = \phi Zx \times fy = 0,9 \times 9,83 \times 2500$ 
    - $= 22117,5 \text{ kgcm} = 221,175 \text{ kgm}$
  - Syarat :  $\phi Mn > Mu$ 
    - $221,175 \text{ kgm} > 83,323 \text{ kgm}$  ok
- ❖ Kontrol Lendutan
  - $f = \frac{L}{240} = \frac{150}{240} = 0,625 \text{ cm}$
  - $I_x = 22,8 \text{ cm}^2$
  - $= \frac{5}{384} \frac{(q_D + q_L) l^4}{E I_x} + \frac{23}{648} \frac{p l^3}{E I_x}$ 
    - $= 0,605 < 0,625$  ok

#### 4.2.5 Desain Bordes

Dipakai pelat komposit bondek dengan tebal pelat = 0,75mm.

Pembebanan

- A. Beban Berguna (Superimposed)
  - Beban finishing:

- spesi lantai  $t = 1\text{cm}$   
 $= 1.21 \text{ kg/m}^2 = 21 \text{ kg/m}^2$
- lantai keramik  $t = 1\text{cm}$   
 $= 1.24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$
- sandaran baja  $\frac{= 20 \text{ kgm}^2}{= 65 \text{ kgm}^2}$
- Total beban finishing  $= 65 \text{ kgm}^2$
- B. Beban Hidup
- Beban hidup  $= 300 \text{ kg/m}^2$
- Beban berguna = beban hidup+ beban finishing  
 $= 300 \text{ kg/m}^2 + 65 \text{ kg/m}^2 = 365 \text{ kg/m}^2$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus tanpa tulangan negatif tanpa penyangga didapatkan data-data

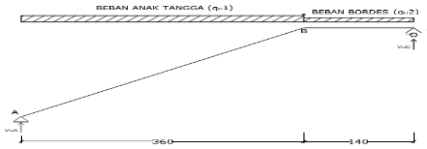
sebagai berikut:

- bentang (span) = 1,4 m
- tebal pelat beton = 9 cm
- C. Beban Mati
- Pelat lantai bondek  $= 10,1 \text{ kg/m}^2$
- $= 10,1 \text{ kg/m}^2$   $= 10,1 \text{ kg/m}^2$
- Pelat beton  $t = 9 \text{ cm}$
- $= 0,09 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 216 \text{ kg/m}^2 +$   
 $q_{D2} = 226,1 \text{ kg/m}^2$

#### 4.2.6 Desain Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama tangga direncanakan menggunakan profil Channel 260x90x10x14, dengan spesifikasi sebagai berikut:

- $A = 48,3 \text{ cm}^2$   $I_x = 4820 \text{ cm}^4$
- $W = 37,9 \text{ kg/m}$   $I_y = 317 \text{ cm}^4$
- $i_x = 9,99 \text{ cm}$   $S_x = 371 \text{ cm}^3$
- $i_y = 2,56 \text{ cm}$   $S_y = 47,7 \text{ cm}^3$
- $Z_x = 445 \text{ cm}^3$   $Z_y = 105 \text{ cm}^3$



Gambar 4. 4 Pembebanan balok utama tangga

1. Perencanaan pembebanan anak tangga

➤ Beban Mati

- Berat pelat =  $0,003 \times 1,50/2 \times 7850 = 17,663 \text{ kg/m}$
- Berat profil siku =  $5,42 \times 2 \times 0,75/0,30 = 27,1 \text{ kg/m}$
- Berat profil =  $37,9 / \cos 30,55 = 44,01 \text{ kg/m}$
- Berat sandaran besi =  $20 \text{ kg/m}$
- Berat alat penyambung (10%) =  $10,887 \text{ kg/m}$

$$q_{D1} = 119,650 \text{ kg/m}$$

➤ Beban Hidup

- $qL_1 = 300 \times 1,50 \times 0,5 = 217,5 \text{ kg/m}$

2. Perencanaan pembebanan bordes

➤ Beban Mati

- Berat profil =  $37,9 \text{ kg/m}$
  - Berat bordes =  $(65 + 226,1) \times 1,65 = 480,315 \text{ kg/m}$
  - Berat penyambung (10 %) =  $51,822 \text{ kg/m}$
- $$q_{D2} = 570,037 \text{ kg/m}$$

➤ Beban Hidup

- $qL_2 = 300 \times 1,65 = 495 \text{ kg/m}$

➤ Perhitungan Gaya- Gaya pada Tangga

A. Beban Mati

- $V_{DA} = \{(q_{D1} \cdot 3,6 \cdot 3,2) + (q_{D2} \cdot 1,4 \cdot 0,7)\} / 5 = 387,40 \text{ kg} (\uparrow)$
- $V_{DC} = \{(q_{D2} \cdot 1,4 \cdot 4,3) + (q_{D1} \cdot 3,6 \cdot 1,8)\} / 5 = 841,39 \text{ kg} (\uparrow)$
- Kontrol :  $\Sigma V = 0$   
 $387,40 + 841,39 = (119,650 \cdot 3,6) + (570,037 \cdot 1,4)$   
 $1228,79 \text{ kg} = 1228,79 \text{ kg} \dots \dots \text{Ok}$

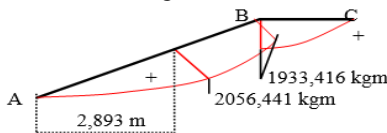


B. Beban Hidup

- $V_{LA} = \{(q_{1,3,6,3,2}) + (q_{2,1,4,0,7})\} / 5 = 598,14 \text{ kg } (\uparrow)$
- $V_{LC} = \{(q_{1,2,1,4,4,3}) + (q_{1,3,6,1,8})\} / 5 = 877,86 \text{ kg } (\uparrow)$
- Kontrol :  $\Sigma V = 0$   
 $598,14 + 877,86 = (217,5 \cdot 3,6) + (2495,1 \cdot 4)$   
 $1476 \text{ kg} = 1476 \text{ kg} \dots \dots \text{OK}$

C. Gaya- Gaya Dalam Ultimate

- $qu_1 = 1,2 \cdot qd_1 + 1,6 \cdot q_1$   
 $= (1,2 \cdot 119,65 + 1,6 \cdot 217,5) = 491,58 \text{ kg/m}$
- $qu_2 = 1,2 \cdot qd_2 + 1,6 \cdot q_2$   
 $= (1,2 \cdot 570,037 + 1,6 \cdot 495) = 1476,044 \text{ kg/m}$
- $V_{UA} = 1,2V_{DA} + 1,6 \cdot V_{LA}$   
 $= 1,2 \cdot 387,40 + 1,6 \cdot 598,14 = 1421,90 \text{ kg } (\uparrow)$
- $V_{UC} = 1,2V_{DC} + 1,6 \cdot V_{LC}$   
 $= 1,2 \cdot 841,39 + 1,6 \cdot 877,86 = 2414,24 \text{ kg } (\uparrow)$
- $M_{U,BC} = -(V_{UC} \cdot 1,4) + (qu_2 \cdot 1,4 \cdot 0,7)$   
 $= -(2414,24 \cdot 1,4) + (1476,04 \cdot 1,4 \cdot 0,7)$   
 $= -1933,416 \text{ kgm}$
- $M_{U,BA} = (V_{UA} \cdot 3,6) - (qu_1 \cdot 3,6 \cdot 1,8)$   
 $= (1421,90 \cdot 3,6) - (491,58 \cdot 3,6 \cdot 1,8)$   
 $= 1933,416 \text{ kgm}$
- Kontrol:  $M_{U,BA} = M_{U,BC} \dots \dots \dots \text{Ok}$
- Batang AB
- $Mx_1 = (V_{UA} \cdot x_1) - (1/2 \cdot qu_1 \cdot x_1^2)$
- $\frac{dMx_1}{dx_1} = 0 \Rightarrow V_{UA} - qu_1 \cdot x_1 = 0$
- $x_1 = \frac{V_{UA}}{qu_1} = \frac{1421,90}{491,58} = 2,893 \text{ m} < 3,6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Ok}$
- $M_{U \text{ max}} = (V_{UA} \cdot x) - (1/2 \cdot qu_1 \cdot x^2)$   
 $= (1421,90 \cdot 2,893) - (0,5 \cdot 491,58 \cdot 2,893^2)$   
 $= 2056,441 \text{ kgm}$



Gambar 4. 5 Bidang momen pada balok tangga

3. Kontrol Kekuatan Propil  
Penampang Profil

$$fy = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

untuk sayap : untuk badan :

$$\frac{b}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{90}{2.14} \leq \frac{170}{\sqrt{2500}} \frac{200}{10} \leq \frac{1680}{\sqrt{2500}}$$

$$3,21 \leq 10,75 \quad 20 \leq 106,25$$

Penampang profil kompak, maka  $Mnx = Mpx$

4. Kontrol Lateral Buckling

➤ Batang Miring

$$- Lb = \frac{30}{\cos 30,55^\circ} = 34,84 \text{ cm}$$

$$- Lp = 1,76 \cdot iy \cdot \sqrt{f} = 1,76 \cdot 2,22 \cdot \sqrt{\frac{210^5}{250}} = 110,51 \text{ cm}$$

- Ternyata  $Lp > Lb$ , maka  $Mnx = Mpx$

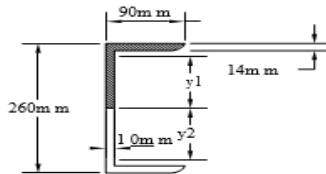
➤ Balok Bordes

$$- Lb = 0 \text{ m}$$

$$- Lp = 131,082 \text{ cm}$$

- Ternyata  $Lp > Lb$ , maka  $Mnx = Mpx$

5. Kontrol Momen Lentur



Gambar 4. 6 Canal 260.90.10.14

$$Mp = Zx \cdot fy = 445.2500 = 1112500 \text{ kgcm} = 11125 \text{ kgm}$$

$$1,5 My = 1,5 Sx \cdot fy = 1,5.371.2500 = 139125 \text{ kgcm}$$

$$\text{Jadi, } Mn = Mp = 1112500 \text{ kgcm} = 11125 \text{ kgm}$$

$$\text{Syarat: } Mu \leq \phi Mn$$

$$2056,441 \text{ kgm} \leq 0,9 \cdot 11125 \text{ kgm}$$

$$2056,441 \text{ kgm} < 10012,5 \text{ kgm} \dots \text{Ok}$$

6. Kontrol Kuat Rencana Geser

$$\frac{162}{5,5} \leq \frac{110}{\sqrt{250}}$$

$$20 < 69,57$$

plastis

$$V_n = 0,6x f_y x A_w \rightarrow A_w = t_w \cdot d$$

$$= 10 \cdot 260 = 2600 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0,6x 2500 x (26)$$

$$= 39000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9x 39000 = 35100 \text{ kg}$$

$$V_{UA} = 1421,904 \text{ kg}$$

$$\text{Syarat: } V_u \leq \phi V_n$$

$$1421,904 \text{ Kg} < 35100 \text{ kg} \dots \text{Ok}$$

Jadi profil Channe 1260x90x10x4 dapat dipakai.

#### 4.2.7 Desain Balok Penumpu Bordes

Balok penumpu bordes direncanakan menggunakan profil

WF350x175x7x11 , dengan data sebagai berikut:

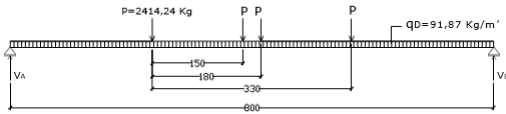
- $A = 63,14 \text{ cm}^2$        $I_x = 13600 \text{ cm}^4$        $S_x = 775 \text{ cm}^3$
- $W = 49,6 \text{ kg/m}$        $I_y = 984 \text{ cm}^4$        $S_y = 112 \text{ cm}^3$
- $bf = 175 \text{ mm}$        $i_x = 17,70 \text{ cm}$        $Z_x = 841 \text{ cm}^3$
- $d = 350 \text{ mm}$        $i_y = 3,95 \text{ cm}$        $Z_y = 172 \text{ cm}^3$
- $tf = 11 \text{ mm}$        $r = 14 \text{ mm}$
- $t_w = 7 \text{ mm}$
- $h = 300 \text{ mm}$

1) Perencanaan pembebanan

➤ Beban Mati

- Berat sandaran besi :  $20 \text{ kg/m} = 20 \text{ kg/m}$
- Berat sendiri profil :  $\frac{49,6 \text{ kg/m} +}{= 69,6 \text{ kg/m}}$
- Berat ikatan (10 %)  $\frac{= 6,96 \text{ kg/m} +}{q_D = 76,56 \text{ kg/m}}$

- $q_U = 1,2 \cdot 76,56 \text{ kg/m} = 91,87 \text{ kg/m}$
- $P = V_{UC} = 2414,24 \text{ kg}$



Gambar 4. 7 Pembebanan balok penumpu bordes

- $\Sigma MB = 0$
- $V_A \cdot 8 - P \cdot (5,65 + 4,15 + 3,85 + 2,35) - 1/2 q_D \cdot 8^2 = 0$
- $V_A = \frac{2414,24(16) + \frac{1}{2}(91,87)(8^2)}{8}$
- $v_A = 5195,96 \text{ Kg}$
- $\Sigma MA = 0$
- $V_B \cdot 8 - P \cdot (5,65 + 4,15 + 3,85 + 2,35) - 1/2 q_D \cdot 8^2 = 0$
- $2414,24(16) + \frac{1}{2}(91,87)(8^2)$
- $v_B = \frac{2}{8}$
- $v_B = 5195,96 \text{ Kg}$
- Kontrol:  $V_A + V_B = (q_D \cdot 8 + P \cdot 4)$
- $5195,96 + 5195,96 = (91,87 \cdot 8 + 2414,24 \cdot 4)$
- $10391,92 = 10391,92 \dots \dots \dots \text{Ok}$
- $M_{\max} = V_A \cdot 4 - P(1,65 + 0,15) - 1/2 q \cdot 4^2$
- $= 5195,96 \cdot 4 - 2414,24 \cdot (1,65 + 0,15) - \frac{91,87 \cdot 4^2}{2}$
- $= 15703,24 \text{ kgm}$

2) Kontrol Kekuatan Propil

➤ Penampang Profil

untuk sayap :

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{175}{2 \cdot 11} \leq \frac{170}{\sqrt{250}}$$

$$7,95 \leq 10,75$$

untuk badan:

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{30}{7} \leq \frac{1680}{\sqrt{250}}$$

$$42,86 \leq 106,25$$

Penampang profil kompak, maka  $M_{nx} = M_{px}$

3) Kontrol Momen Lentur

- $\phi M_n = \phi x f_y x Z_x$

$$= 0,9 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 841 \text{ cm}^3 = 1892250 \text{ kgcm}$$

Syarat :  $\phi Mn > Mu$

$$18922,5 \text{ kgm} > 15703,24 \text{ kgm} \dots \text{Ok}$$

4) Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{800}{240} = 3,33 \text{ cm}$$

- Lendutan yang terjadi (SAP 2000)

$$f = 2,22 \text{ cm} \leq f_{ijin} \dots \text{Ok}$$

5) Kontrol Kuat Rencana Geser

$$- \frac{h}{nv} \leq \frac{1100}{\sqrt{f}} \rightarrow \frac{30}{7} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$42,86 < 69,57 \dots \text{plastis}$$

$$- Vn = 0,6 \times fy \times Aw$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (0,7 \times 30) = 31500 \text{ kg}$$

$$- \phi Vn = 0,9 \times 31500 = 28350 \text{ kg}$$

$$\text{Syarat: } Vu \leq \phi Vn$$

$$5195,976 \text{ kg} < 28350 \text{ kg} \dots \text{Ok}$$

Jadi profil  $WT 350 \times 175 \times 7$  dapat dipakai.

#### 4.2.8 Perencanaan Sambungan Profil Tangga

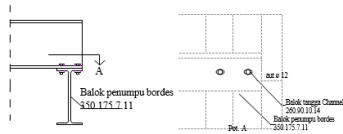
Ada dua sambungan yang akan digunakan pada tangga, yaitu sambungan baut dan las. Sambungan baut digunakan untuk menyambung balok bordes dengan balok penumpu tangga. Sambungan las digunakan untuk menyambung balok tangga miring dengan balok tangga horizontal (bordes).

##### ➤ Sambungan Baut

Model mekanika tumpuan tangga menggunakan asumsi sendi pada tangga dan rol pada bordes. Sehingga sambungan baut yang dipakai adalah sambungan geser.

##### a. Sambungan balok bordes dengan balok penumpu bordes

Asumsi tumpuan pada bordes adalah rol (balok tangga diletakkan di atas balok penumpu bordes), sehingga reaksi tumpuan balok bordes langsung diterima balok penumpu bordes. Maka sambungan baut hanya diperlukan praktis. Dipakai 2 buah baut dengan  $\phi_{baut} = 12 \text{ mm}$ .



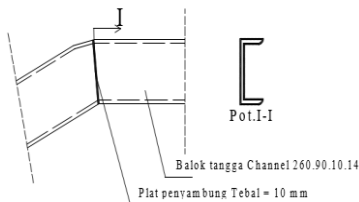
Gambar 4. 8 Sambungan balok bordes dengan balok penumpu bordes

➤ Sambungan Las

Sambungan antara balok — balok tangga direncanakan dengan menggunakan sambungan las, dengan ketentuan sebagai berikut:

Mutu las E70 XX ( $f_{fiw} = 70ksi = 4921kg/cm^2$ )

Tebal pelat penyambung,  $t = 10$  mm



Gambar 4. 9 Sambungan balok tangga dengan balok tumpuan tangga

➤ Kontrol Sambungan Las

- Digunakan las mutu E70XX

$$- a_{\text{effbadan}} = \frac{0,707 \cdot f_u \cdot n_v}{E70XX} = \frac{0,707 \cdot 4100 \cdot 1}{7070,3} = 0,589 \text{ cm}$$

$$- a_{\text{effsayap}} = \frac{0,707 \cdot f_u \cdot t_f}{E70XX} = \frac{0,707 \cdot 4100 \cdot 1,4}{70 \cdot 70,3} = 1,64 \text{ cm}$$

❖ Dimisalkan dipakai tebal las ( $t_e = 1$  cm)

$$- A = 1 \cdot (26 + (0,9 \cdot 2) + 23,2 + (1,4 \cdot 2) + (0,8 \cdot 2)) = 55,4 \text{ cm}^2$$

- Akibat Pu

$$f_r = \frac{P_u}{A} = \frac{1556,74}{55,4} = 28,1 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat Mu

$$J_h = \frac{M_u}{S_x} = \frac{193341,6}{371} = 521,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_r^2 + f_h^2}$$

$$= \sqrt{28,1^2 + 521,14^2}$$

$$= 521,14 \text{ kg/cm}^2$$

-  $t_{e\text{perlu}} = \frac{f_{t\text{total}}}{\phi_{fu}} = \frac{958,71}{0,75 \cdot 0,670 \cdot 70,3} = 0,43 \text{ cm}$

-  $a_{\text{perlu}} = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,43}{0,707} = 0,608 \text{ cm} < a_{\text{eff max}} = 1,64 \text{ cm}$

### 4.3 Perencanaan Struktur Lantai

Pada perencanaan struktur lantai direncanakan pelat lantai menggunakan bondek, dimana dalam perencanaan ini bondek yang digunakan merupakan produk dari PT. Gunung Garuda.

#### 4.3.1 Plat Lantai Atap

Dipakai pelat komposit bondek dengan tebal pelat = 0,75 mm

Pembebanan

A. Beban Superimposed (Berguna)

➤ Beban finishing:

- aspal  $t = 2 \text{ cm} = 2 \cdot 14 \text{ kg/m}^2 = 28 \text{ kg/m}^2$
- rangka + plafond =  $(11 + 7) \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$
- ducting AC + pipa =  $10 \text{ kg/m}^2 +$
- Total beban finishing =  $56 \text{ kg/m}^2$

B. Beban Hidup

- Beban Hidup =  $100 \text{ kg/m}^2$
- Beban superimposed/berguna
- = beban hidup + finishing
- =  $100 \text{ kg/m}^2 + 56 \text{ kg/m}^2 = 156 \text{ kg/m}^2$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut:

- bentang (span) = 2,50m
- tebal pelat beton = 9 cm
- tulangan negatif =  $1,71\text{cm}^2/\text{m}$
- direncanakan memakai tulangan dengan  $\varnothing=8$  mm  
( $A_s=50,24\text{mm}^2=0,5024\text{cm}^2$ )
- banyaknya tulangan yang diperlukan tiap 1 m  

$$= \frac{A}{A_s} = \frac{1,71}{0,5024} = 3,4 \text{ buah} = 4 \text{ buah}$$

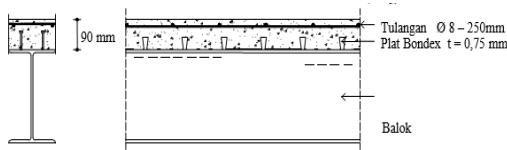
Jarak antar tulangan tarik per-meter =  $1000\text{mm}/4=250$  mm

Jadi, dipasang tulangan tarik  $\varnothing 8-250$

C. Beban Mati

- Pelat lantai bondek =  $10,1\text{kg}/\text{m}^2$
- Pelat beton  $t = 9$  cm =  $0,09 \cdot 2400 \text{ kg}/\text{m}^3 = 216 \text{ kg}/\text{m}^2 +$   

$$\underline{\underline{=226,1\text{kg}/\text{m}^2}}$$



Gambar 4. 10 Potongan plat lantai atap

### 4.3.2 Plat Lantai 1 dan 3 sampai Lantai 10

Dipakai pelat komposit bondek dengan tebal pelat =  $0,75\text{mm}$ .

Pembebanan

A. Beban Superimposed

➤ Berat finishing :

- spesi lantai  $t=2$  cm =  $2 \cdot 21\text{kg}/\text{m}^2 = 42 \text{ kg}/\text{m}^2$
- lantai keramik  $t=1\text{cm}$   
 $= 1 \cdot 24\text{kg}/\text{m}^2 = 24 \text{ kg}/\text{m}^2$
- rangka +plafond =  $(10+7)\text{kg}/\text{m}^2 = 17 \text{ kg}/\text{m}^2$



- ducting AC+pipa = 10 kg/m<sup>2</sup>
- dinding \_\_\_\_\_ = 250 kg/m<sup>2</sup> +
- Total beban finishing = 343 kg/m<sup>2</sup>

B. Beban Hidup

- Beban hidup = 250 kg/m<sup>2</sup>
- Beban berguna  
= beban hidup+ finishing  
= 250kg/m<sup>2</sup>+343kg/m<sup>2</sup> = 593kg/m<sup>2</sup>

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut :

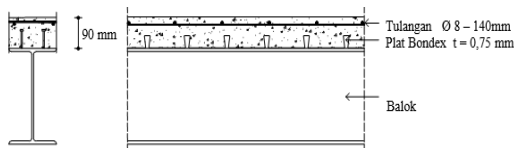
- bentang (span) = 250 m
- tebal pelat beton = 9 cm
- tulangan negatif = 3,25 cm<sup>2</sup>/m
- direncanakan memakai tulangan dengan  $\phi = 8$  mm  
(As = 50,24mm<sup>2</sup> = 0,5024cm<sup>2</sup>)
- banyaknya tulangan yang diperlukan tiap 1 m  
=  $\frac{A}{A_s} = \frac{3,25}{0,5024} = 6,47$  buah = 7 buah

Jarak antar tulangan tarik per-meter = 140 mm

Jadi, dipasang tulangan tarik  $\phi 8 - 140$

C. Beban Mati

- Pelat lantai bondex = 10,1kg/m<sup>2</sup>
- Pelat beton  $t = 9$  cm = 0,09m.2400kg/m<sup>3</sup> =  $\frac{216kg/m^2 +}{226,1kg/m^2}$



Gambar 4. 11 Potongan plat lantai 1,3-9

4.3.3 Plat Lantai 2

Dipakai pelat bondek dengan tebal pelat = 0,75mm.

## Pembebanan

### A. Beban Superimposed

#### ➤ Berat finishing :

- spesi lantai  $t=2 \text{ cm} = 2.21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2$
- lantai keramik  $t = 1 \text{ cm} = 1.24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$
- rangka +plafond  $= (11+7) \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$
- ducting AC+pipa  $= 10 \text{ kg/m}^2$
- dinding  $= 250 \text{ kg/m}^2 +$
- Total beban finishing  $= 344 \text{ kg/m}^2$

### B. Beban Hidup

- Beban hidup  $= 400 \text{ kg/m}^2$
- Beban berguna = beban hidup+ finishing

$$= 400 \text{ kg/m}^2 + 344 \text{ kg/m}^2 = 744 \text{ kg/m}^2$$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut:

bentang (span) = 2,50m

tebal pelat beton = 11 cm

tulangan negatif =  $3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$

direncanakan memakai tulangan dengan  $\emptyset = 8 \text{ mm}$

( $A_s = 50,24 \text{ mm}^2 = 0,5024 \text{ cm}^2$ )

banyaknya tulangan yang diperlukan tiap 1 m

$$\frac{A}{A_s} = \frac{3,38}{0,5024} = 6,73 \text{ buah} = 7 \text{ buah}$$

Jarak antar tulangan tarik per-meter = 140 mm

Jadi, dipasang tulangan tarik  $\emptyset 8-140$

### C. Beban Mati

Pelat lantai bondex  $= 10,1 \text{ kg/m}^2$

Pelat beton  $t = 11 \text{ cm} = 0,11 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = \frac{264 \text{ kg/m}^2 +}{2}$

$$= 274,1 \text{ kg/m}^2$$



Gambar 4. 12 Potongan plat lantai 2

#### 4.3.4 Plat Lantai Mesin Lift

Dipakai pelat bondex dengan tebal pelat = 0,75 mm

Pembebanan

##### A. Beban Superimposed

➤ Berat finishing :

- spesi lantai  $t=1\text{cm}=1.21\text{kg/m}^2$  =  $21 \text{ kg/m}^2$
- rangka + plafond =  $(11 + 7)\text{kg/m}^2= 18 \text{ kg/m}^2$
- ducting AC+pipa =  $10\text{kg/m}^2+$
- Total beban finishing =  $49 \text{ kg/m}^2$

##### B. Beban Hidup

- Beban hidup =  $400\text{kg/m}^2$
- Beban superimposed  
= beban hidup+ finishing  
=  $400\text{kg/m}^2+49\text{kg/m}^2 = 449\text{kg/m}^2$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga didapatkan data-data sebagai berikut:

- bentang (span) = 2,55m
- tebal pelat beton = 10 cm
- tulangan negatif =  $3,11\text{cm}^2/\text{m}$
- direncanakan memakai tulangan dengan  $\emptyset = 8 \text{ mm}$   
( $A_s = 50,24\text{mm}^2 = 0,5024\text{cm}^2$ )
- banyaknya tulangan yang diperlukan tiap 1 m

$$= \frac{A}{A_s} = \frac{2,86}{0,5024} = 5,69 \text{ buah} = 6 \text{ buah}$$

Jarak antar tulangan tarik per-meter = 160 mm

Jadi, dipasang tulangan tarik Ø8-160

C. Beban Mati

- Pelat lantai bondex = 10,1kg/m<sup>2</sup>
- Pelat beton  $t = 10 \text{ cm} = 0,1m$ .  $\frac{2400kg/m^3 \cdot 0,1m}{1} = 240kg/m^2 +$   
= 250,1 kg/m<sup>2</sup>

**4.4 Perencanaan Balok Anak**

Balok anak berfungsi membagi luasan lantai agar tidak terlalu lebar, sehingga mempunyai kekakuan yang cukup. Balok anak menumpu di atas dua tumpuan sederhana. Pada perencanaan ini, ditunjukkan perhitungan balok anak, balok anak direncanakan menggunakan profil WF 400.200.8.13, dengan data sebagai berikut :

- $A = 72,16cm^2$   $i_x = 16.7 \text{ cm}$   $r = 16 \text{ mm}$
- $W = 56,6 \text{ kg/m}$   $tw = 7 \text{ mm}$   $Z_x = 1088cm^3$
- $d = 396 \text{ mm}$   $tf = 11 \text{ mm}$   $S_x = 1010cm^3$
- $bf = 199 \text{ mm}$   $I_x = 20000cm^4$   $I_y = 1450cm^4$
- $i_y = 4,48 \text{ cm}$   $h = d - 2(tf + r) = 396 - 2(11 + 16) = 342 \text{ mm}$
- BJ-41 :  $f_y = 2500kg/cm^2$   $f_u = 4100kg/cm^2$
- $f_r = 700kg/cm^2$  Beton:  $f_c' = 250kg/cm^2$
- $f_L = f_y - f_r = 2500 - 700 = 1800kg/cm^2$
- Panjang balok anak ( $L$ ) = 950 cm

**4.4.1 Kondisi Balok Anak Sebelum Komposit**

1. Beban Mati

- berat pelat bondex =  $10,1kg/m^2 \cdot 2,5m$  = 25,25 kg/m
- berat sendiri pelat beton =  $0,1m \cdot 2400kg/m^3 \cdot 2,5m$  = 600 kg/m
- berat sendiri profil WF = 56.6 kg/m+  

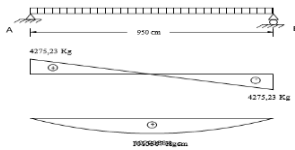
---
- = 681,85kg/m
- berat ikatan:  $10 \% \cdot 681,85 \text{ kg/m}$  = 68,19 kg/m+  

---
- $q_D = 750,04kg/m$

➤ Kombinasi Beban:

$$q_u = 1,2q_D \tag{4.1}$$

$$= 1,2 \cdot 750,04 = 900,048kg/m = 90,0048kg/cm$$



Gambar 4. 13 Kondisi bidang momen balok sebelum komposit

❖ Momen yang terjadi:

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{1}{8} \cdot qu \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot 90,0048 \cdot 950^2 = 1015367 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

❖ Geser yang terjadi :

$$\begin{aligned} Vu &= \frac{1}{2} \cdot qu \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \cdot 90,0048 \cdot 950 = 4275,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

➤ **Kontrol Lendutan**

❖ Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{950}{360} = 2,639 \text{ cm}$$

$$y_{maks} = \frac{5 \cdot qu \cdot l^4}{384 \cdot EJx}$$

$$= \frac{5 \cdot (9,00048) \cdot 950^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 20000}$$

$$= 2,389 \text{ cm} < f' \quad \text{ok}$$

➤ Kontrol Kekuatan Penampang (Local Buckling)

Untuk Sayap

$$\begin{aligned} \frac{bf}{2tf} &\leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \\ \frac{199}{2 \cdot 11} &\leq \frac{170}{\sqrt{250}} \end{aligned}$$

$$9,05 < 10,752 \dots \text{ok}$$

Untuk Badan

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &\leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \\ \frac{342}{7} &\leq \frac{1680}{\sqrt{250}} \end{aligned}$$

$$48,86 < 106,25 \dots \text{ok}$$

Profil penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

➤ **Kontrol Lateral Buckling**

Jarak Penahan Lateral  $L_b = 47,5$  cm

(diambil sejarak pemasangan shear connector)

Berdasarkan tabel profil untuk BJ 41 profil *WF* 400.200.8.13

didapatkan:  $L_p = 226,003$  cm,

$$L_r = 658,357 \text{ cm}$$

Jadi,  $L_b < L_p \rightarrow$  bentang Pendek,

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L_b < L_p$

(untuk bentang pendek), kuat nominal komponen struktur

adalah:

$$M_n = M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 1088 \cdot 2500$$

$$= 2720000 \text{ kg cm}$$

Persyaratan :

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$1015367 \text{ Kgcm} \leq 0,9 \cdot 2720000 \text{ kgcm}$$

$$1015367 \text{ Kgcm} < 2448000 \text{ kgcm} \dots \dots \text{Ok}$$

Penampang profil baja mampu menahan beban yang terjadi.

➤ **Kontrol Geser**

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{342}{7} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$48,86 < 69,57 \dots \dots \text{Ok}$$

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

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (39,6 \cdot 0,7) = 41580 \text{ kg}$$

$$\text{Syarat : } \phi V_n \geq V_u$$

$$0,9 \cdot 41580 \text{ kg} \geq 4275,23 \text{ kg}$$

$$37422 \text{ kg} \geq 4275,23 \text{ kg} \dots \text{ok}$$

#### 4.4.2 Kondisi Balok Anak Setelah Komposit

➤ Pembebanan setelah komposit

1. Beban Mati

- berat pelat bondex =  $10,1 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 25,25 \text{ kg/m}$
- berat sendiri pelat beton  
=  $0,1 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 2,5 \text{ m} = 600 \text{ kg/m}$
- berat sendiri profil WF =  $56,6 \text{ kg/m}$
- berat spesi 2 cm =  $2,21 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 105 \text{ kg/m}$
- berat keramik =  $1,24 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 60 \text{ kg/m}$
- berat rangka+plafond =  $(11 + 7) \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 45 \text{ kg/m}$
- berat ducting AC+pipa =  $10 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 25 \text{ kg/m}$   
=  $916,85 \text{ kg/m}$
- berat ikatan : 10 %  $916,85 = 91,68 \text{ kg/m}$   
 $q_D = 1008,53 \text{ kg/m}$

2. Beban Hidup :  $q_L = 400 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5 \text{ m} = 1000 \text{ kg/m}$

❖ Kombinasi Beban:

$$q_u = 1,2q_D + 1,6q_L$$

$$= 1,2 \cdot 1008,53 + 1,6 \cdot 1000$$

$$= 2810,24 \text{ kg/m} = 28,1024 \text{ kg/cm}$$

❖ Momen yang terjadi:

$$- \text{Mu} = \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 2810,24 \cdot 9,50^2 = 3170302 \text{ kgcm}$$

❖ Geser yang terjadi :

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 28,1024 \cdot 9,50$$

$$= 13347,5 \text{ kg}$$

➤ Menghitung Momen Nominal

❖ Kontrol kriteria penampang

Untuk Sayap Untuk Badan

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \qquad \frac{h}{nv} \leq \frac{1680}{\sqrt{fi}}$$

$$\frac{199}{2.11} \leq \frac{170}{\sqrt{250}} \qquad \frac{342}{7} \leq \frac{1680}{\sqrt{250}}$$

9,05 < 10,752.....ok    48,86 < 106,25.....ok

Profil penampang kompak, sehingga kapasitas momen penampang dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

❖ Menentukan lebar efektif pelat beton

Lebar efektif:

$$b_{eff} \leq 1/4 \cdot L = 1/4 \cdot 9500 \text{ mm} = 2375 \text{ mm} = 237,5 \text{ cm}$$

$$b_{eff} \leq S = 2,50m = 2500 \text{ mm}$$

jadi  $b_{eff} = 2375 \text{ mm} = 237,5 \text{ cm}$

❖ Menentukan gaya tekan yang terjadi pada pelat

$$C_1 = A_s f' = 72,16 \cdot 2500 = 180400 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0,85 f c' \cdot t_{plot} \cdot b_{eff}$$

$$= 0,85 \cdot 250 \cdot 10 \cdot 237,5 = 504687,5 \text{ kg}$$

$$c_3 = \sum_{n=1}^N Q_n \rightarrow (c_3 \text{ tidak menentukan})$$

Jadi,  $C = C_1$  (terkecil)

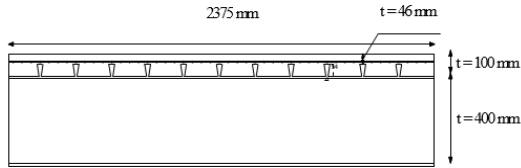
$$= 180400 \text{ kg}$$

❖ Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang

bekerja:

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f c' t_{eff}} = \frac{1.80400}{0,85 \cdot 250 \cdot 237,5} = 3,57 \text{ cm}$$





Gambar 4. 14 Potongan balok anak

$$d_1 = tb - \frac{a}{2} = 4,6 - \frac{3,57}{2} = 2,815 \text{ cm}$$

$d_2 = 0$  → profil baja tidak mengalami tekan

$$d_3 = \frac{d}{2} = \frac{39,6}{2} = 19,8 \text{ cm}$$

❖ Menghitung kekuatan nominal penampang komposit

$$Mn = C \cdot (d_1 + d_2) + Py(d_3 - d_2)$$

$$C = 180400 \text{ kg}$$

$$Py = Asf' = 72,16 \cdot 2500 = 180400 \text{ kg}$$

$$Mn = 180400(2,815 + 0) + 180400(19,8 - 0)$$

$$= 4079746 \text{ kgcm}$$

Syarat:  $Mu \leq \phi \cdot Mn$

$$3170302 \text{ kgcm} \leq 0,85 \cdot 4079746 \text{ kgcm}$$

$$3170302 \text{ kgcm} \leq 3467784 \text{ kgcm} \dots \text{Ok}$$

Kekuatan nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

➤ Kontrol Lendutan

❖ Menghitung luasan transformasi beton ke baja

$$E_c = 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'c} = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25}$$

$$E_c = 0,041 \cdot w_c^{1,5} \cdot \sqrt{f'c} = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25}$$

$$= 2,41 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$$

$$b_{eff} = 237,5 \text{ cm (balok interior)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,41 \cdot 10^4} = 8,713$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{237,5}{8,713} = 27,26$$

$$A_{tr} = b_{tr} \cdot t_{platbeton} = 27,26 \cdot 9,94 = 272,6 \text{ cm}$$

❖ Menentukan letak garis netral

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} \cdot t_{platbeton}}{2} + (A_s \cdot (t_{platbeton} + \frac{d}{2}))}{(A_{tr} + A_s)}$$

$$= \frac{\frac{272,6 \cdot 10}{2} + (84,12 \cdot (10 + \frac{40}{2}))}{(272,6 + 84,12)}$$

$$= 10,52 \text{ cm}$$

❖ Menentukan nilai momen inersia penampang transformasi

$$I_{tr} = \frac{b_{tr}(t_{pb})^3}{12} + A_{tr}(Y_{na} - \frac{t_{pb}}{2})^2 + I_x + A_s((\frac{d}{2} + t_{pb}) - Y_{na})^2$$

$$I_{tr} = \frac{27,26(10)^3}{12} + 272,6(10,52 - \frac{10}{2})^2 + 23700 + 84,12((\frac{40}{2} + 10) - 10,52)^2$$

$$= 66148,69 \text{ cm}^4$$

➤ Kontrol Lendutan

❖ Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{950}{360} = 2,639 \text{ cm}$$

$$y_{maks} = \frac{5.(q_{DL}+q_{LL}).l^4}{384.E.I_x} = \frac{5.(10,6388.+10).950^4}{384.2.10^6.66148,69}$$

= 1,654 cm < f'... ..ok

➤ **Kontrol Geser**

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{nv} \leq 1,1 \sqrt{\frac{knE}{p}}$$

dimana:

$$kn = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}; \text{ untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan}$$

$$kn = 5; \text{ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan}$$

$$\text{sehingga : } \frac{h}{l7v} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kfE}{fy}}$$

$$\frac{342}{7} < 1,1 \sqrt{\frac{5(210^6)}{2500}}$$

$$V_n = 0,6 . f_y . A_w$$

$$48,86 < 69,57 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

$$= 0,6.2500(39,6.0,7) = 41580 \text{ kg}$$

Syarat:

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$0,9.41580 \text{ kg} \geq 13347,5 \text{ kg}$$

$$37422 \text{ kg} \geq 13347,5 \text{ kg} \dots \dots \text{Ok}$$

➤ **Perencanaan Penghubung Geser**

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan:

$$ds = 19 \text{ mm}$$

$$Asc = 283,53 \text{ mm}^2$$

$$fu = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kg/mm}^2$$

$$Ec = w^{1,5} \cdot 0,041 \cdot \sqrt{fc'} = 2400^{1,5} \cdot 0,041 \sqrt{25}$$

$$= 2,41 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$$

$$Qn = 0,5 \cdot Asc \cdot \sqrt{fc'Ec} = 0,5 \cdot 283,53 \sqrt{252,41104}$$

$$= 110039,23 \text{ N}$$

$$= 11003,923 \text{ kg/stud}$$

$$\text{Syarat: } Qn \leq Asc \cdot fu$$

$$11003,923 \text{ kg/stud} \leq 283,53 \cdot 40 \text{ kg/stud}$$

$$11003,923 \text{ kg/stud} \leq 11341,2 \text{ kg/stud} \dots \dots \text{Ok}$$

Cek koefisien reduksi ( $r_s$ ) karena pengaruh gelombang pelat combideck yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 54 \text{ mm}$$

$$W_r = 200 \text{ mm} : \text{Pelat gelombang combideck}$$

$$N_r = 2 : \text{Setiap gelombang dipasang 2 stud}$$

$$H_s = (hr + 46)$$

$$= 54 + 46 = 100 \text{ mm}$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{W_r}{h_r} \right) \left( \frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{2}} \left( \frac{200}{53} \right) \left( \frac{100}{53} - 1 \right) \leq 1$$

$$= 1,712 > 1 \rightarrow \text{diambil } r = 1$$

$$Qn' = Qn \cdot r_s = 11003,923 \cdot 1$$

$$= 11003,923 \text{ Kg} < 11341,2 \text{ Kg} \dots \dots \text{Ok}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang:

$$N = \frac{T_{maks}}{Q_n} = \frac{210300}{2.11003,923} = 9,56 = 10 \text{ buah}$$

Jadi, dibutuhkan 20 buah stud untuk seluruh bentang.

Jarak seragam (P) pada masing-masing lokasi :

$$P = \frac{L}{N} = \frac{950}{20} = 47,5 \text{ cm}$$

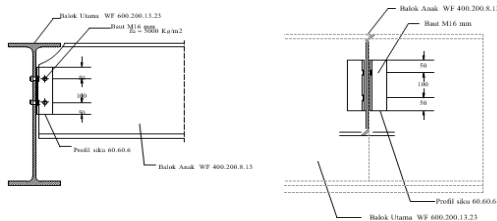
$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum (Pmaks)} &= 8 \cdot t_{platbeton} \\ &= 8 \times 10 \text{ cm} = 80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak minimum} &= 6 \cdot (\text{diameter}) \\ &= 6 \times 1,9 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, shear connector dipasang sejarak 47, 5cm sebanyak 20 buah untuk masing-masing bentang.

#### 4.5 Perencanaan Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak dengan balok induk direncanakan dengan baut yang tidak dapat memikul momen, karena disesuaikan dengan anggapan dalam analisa sebagai sendi.  $V_u = 13407,616 \text{ kg}$



Gambar 4. 15 Detail Sambungan balok anak dengan balok induk

#### 1. Sambungan Plat Siku dengan Balok Anak

Direncanakan: profil siku 60.60.6

Baut M16 mm ( $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$ ,

➤ Kuat geser

$$V_n = \phi f \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{baut} \cdot m$$

Dimana :

$$r_1 = 0,5$$

$$f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{baut} = 16 \text{ mm } (A_{baut} = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$m = 2$  sisi

$$V_n = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2,01 \cdot 2$$

$$= 7537,5 \text{ kg (menentukan)}$$

➤ Kuat tumpu

$$V_n = \phi f \cdot 2,4 \cdot d_p \cdot t_p \cdot f_u \text{ (tebal plat sayap dipakai)}$$

$$t_p = 8 \text{ mm)}$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$$= 9446,4 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{13407,616}{7537,5} = 1,78$$

Dipasang 2 buah baut  $M16 \text{ mm}$  (Jumlah baut untuk 1 sisi)

## 2. Sambungan Plat Siku dengan Balok Induk

Direncanakan: profil siku 60.60.6

Baut M16 mm ( $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$ )

➤ Kuat geser

$$V_n = \phi f \cdot r_1 \cdot f_u \cdot A_{baut} \cdot m$$

Dimana :

$$r_1 = 0,5$$

$$f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing_{\text{baut}} = 16 \text{ mm } (A_{\text{baut}} = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$$m = 1 \text{ sisi}$$

$$V_n = 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2,01 \cdot 1$$

$$= 3768,75 \text{ kg (menentukan)}$$

➤ · Kuat tumpu

$$V_n = \varphi_f \cdot 2,4 \cdot d_p \cdot t_p \cdot f_u \text{ (t plat sayap dipakai } t_p = 6 \text{ mm)}$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 4100$$

$$= 7084,8 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{V_n} = \frac{13407,616}{3768,75} = 3,56$$

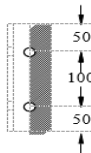
Dipasang 4 buah baut  $\varnothing 16$  mm (Jumlah baut untuk 2 sisi)

### 3. Kontrol Plat Siku pada Gelagar

Direncanakan: Profil siku 60.60.6

Baut M16 mm ( $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$ )

Luas bidang geser =  $A_{nv} = L_{nv} \cdot t_L$



Gambar 4. 16 Detail siku plat gelagar

$$= (200 - 2 \cdot 16) \cdot 6$$

$$= 1008 \text{ mm}^2$$

Kuat rencana :  $\varphi R_{nv} = \varphi \cdot 0,6 \cdot f_u \cdot A_n$

$$= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 5000 \cdot 10,08$$

$$= 22680 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2 \varphi Rnv = 2 \cdot 22680 \text{ kg}$$

$$= 45360 \text{ kg}$$

➤ Persyaratan :

$$Vu \leq \varphi Rn$$

$$13407,616 \text{ kg} \leq \varphi Vn$$

$$13407,616 \text{ kg} \leq 45360 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

#### 4.6 Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift meliputi balok — balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift, yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift yang diproduksi oleh Sigma elevator company, dengan data- data sebagai berikut:

- Tipe lift : Duplex
- Merk : Sigma
- Kapasitas : 15 orang
- Lebar pintu (opening width) : 900 mm
- Dimensi sangkar (car size) : - outside:  $1650 \times 1665 \text{ mm}^2$   
- inside :  $1600 \times 1500 \text{ mm}^2$
- Dimensi ruang luncur :  $4300 \times 2150 \text{ mm}^2$
- Dimensi ruang mesin :  $4300 \times 2150 \text{ mm}^2$

Beban reaksi ruang mesin :

- $R_1 = 6150 \text{ Kg}$

(Berat mesin penggerak + beban kereta+perlengkapan)

- $R_2 = 4600 \text{ Kg}$



#### 4.6.1 Perencanaan Balok Penggantung Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur +perlengkapan, dan akibat bandul pemberat +perlengkapan.
2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil

kurang dari 1,15.

$V$  = kecepatan angkat maksimum dalam  $m/det$  pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00  $m/det$ .

$k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah:

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R. \Psi = (6150 + 4600) (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\ &= 10750 \cdot 1,78 = 19135 \text{ Kg} \end{aligned}$$





- Menentukan lebar efektif pelat beton
  - Lebar efektif:

$$b_{eff} \leq 1/4 \cdot L = 537,5 \text{ mm} = 53,73 \text{ cm}$$

$$b_{eff} \leq S = 1,075m = 107,5 \text{ mm}$$

$$\text{jadi } b_{eff} = 537,3 \text{ mm} = 53,73 \text{ cm}$$

- Menentukan gaya tekan yang terjadi pada pelat

$$C_1 = A_s f' = 40,8.2500 = 102000 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0,85 f' c' \cdot t_{plat} \cdot b_{eff}$$

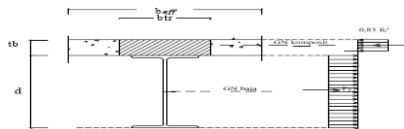
$$= 0,85.250.10.53,73 = 114219 \text{ kg}$$

$$c_3 = \sum_{n=1}^N Q_n \rightarrow (c_3 \text{ tidak menentukan})$$

$$\text{Jadi, } C = C_1 \text{ (terkecil)} = 102000 \text{ kg}$$

- Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja:

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f' \cdot b_{eff}} = \frac{102000}{0,85 \cdot 250 \cdot 53,73} = 8,93 \text{ cm}$$



Gambar 4. 19 Distribusi tegangan plastis

$$d_1 = tb - \frac{a}{2} = 9,4 - \frac{8,93}{2} = 5,53 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0 \rightarrow \text{profil baja tidak mengalami tekan}$$

$$d_3 = \frac{d}{2} = \frac{29,8}{2} = 14,9 \text{ cm}$$

- Menghitung kekuatan nominal penampang komposit

$$Mn = C \cdot (d_1 + d_2) + Py(d_3 - d_2)$$

$$C = 102000 \text{ kg}$$

$$Py = Asf' = 40,8.2500$$

$$= 102000 \text{ kg}$$

$$Mn = 102000(5,53 + 0) + 102000(14,9 - 0)$$

$$= 2084358,14 \text{ kgcm}$$

$$\text{Syarat: } Mu \leq \phi \cdot Mn$$

$$1096428 \text{ kgcm} \leq 0,85 \cdot 2084358,14 \text{ kgcm}$$

$$1096428 \text{ kgcm} \leq 1771704,42 \text{ kgcm} \dots \text{Ok}$$

Kekuatan nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

#### ❖ Kontrol Lendutan

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{215}{240} = 0,896 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5(q_D + q_L)l^4}{384EI_x} + \frac{1Pl^3}{48EI_x}$$

$$= \frac{5}{384} \frac{(6,92.91 + 2,15)215^4}{210^6 \times 7210} + \frac{23}{648} \frac{19135 \times 215^3}{2.10^6 \times 7210}$$

$$= 0,361 < 0,896 \dots \dots \dots \text{Ok}$$

#### ❖ Perencanaan penghubung geser

Penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan

- $ds = 19 \text{ mm}$
- $A_{sc} = 283,53 \text{ mm}^2$
- $f_u = 400 \text{ Mpa}$

$$Ec = 0,041 \cdot Wc^{1,5} \sqrt{f'c'} = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \sqrt{25}$$

$$= 24102,98 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0,5 \cdot Asc(\sqrt{f'c'Ec}) \\
 &= 0,5 \cdot 2,8353(\sqrt{250241029,8}) \\
 &= 110046N \\
 &= 11004,6 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$Q_n \leq Asc. fu$$

$$\begin{aligned}
 11004,6 &\leq 2,8353 \cdot 40000 \\
 11004,6 \text{ Kg} &\leq 11341,1 \text{ Kg} \dots \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Cek koefisien reduksi ( $r_s$ ) karena pengaruh gelombang combideck yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

- $h_r = 53 \text{ mm}$
- $W_r = 200 \text{ mm}$  : Pelat gelombang combideck
- $N_r = 2$  : Setiap gelombang dipasang 2 stud
- $H_s = (hr + 40)$   
 $= 54 + 40 = 94 \text{ mm}$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{W_r}{h_r} \right) \left( \frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{2}} \left( \frac{200}{53} \right) \left( \frac{94}{53} - 1 \right) \leq 1$$

$$= 1,712 > 1 \rightarrow \text{diambil } r = 1$$

$$Q_n = Q_n \cdot r_s = 11004,6 \cdot 1$$

$$= 11004,6 \text{ Kg} < 11341,1 \text{ Kg} \dots \dots \text{OK}$$

$$V_h = C = 102000 \text{ kg}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang:

$$N = V_h / Q_n = \frac{102000}{2 \cdot 11004,6} = 5 \text{ buah}$$

Jadi, dibutuhkan 10 buah stud untuk seluruh bentang.

Jarak seragam (P) pada masing-masing lokasi:

$$P = \frac{L}{N} = \frac{215}{10} = 21,5 \text{ cm}$$

Jarak maksimum (Pmaks) =  $8 \cdot t_{\text{platbeton}}$

$$- = 8 \times 10 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

Jarak minimum =  $6 \cdot (\text{diameter})$

$$- = 6 \times 1,9 \text{ cm}$$

$$- = 11,4 \text{ cm}$$

Jadi, shear connector dipasang sejarak 21,5 cm sebanyak 10 buah untuk masing-masing bentang.

❖ Kontrol geser

Kuat geser balok bergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{f_n E}{f}}$$

Dimana,  $k_n = 5 + \frac{5}{(a_h/t)^2}$ , untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan.

$k_n = 5$ , untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan, sehingga

$$\frac{246}{8} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5(210^6)}{2500}}$$

$$31 \leq 69,57 \dots \dots \dots \text{OK}$$

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

$$= 0,6 \cdot 2500 \text{ kg/cm}^2 \cdot 29,8 \cdot 0,8 \text{ cm}^2$$

$$= 35760 \text{ kg}$$

Persyaratan:  $V_u \leq \phi V_n$

$$10831,15 \text{ Kg} \leq 0,9 \cdot 35760 \text{ Kg}$$

$$10831,15 \text{ Kg} \leq 31184 \text{ Kg} \dots \dots \text{OK}$$

#### 4.6.2 Perencanaan Balok Penumpu Lift

1. Data perencanaan

Digunakan profil *WF 350 x 175 x 6 x 9* , dengan data

sebagai berikut:

- $A = 52,68 \text{ cm}^2$        $i_x = 14,5 \text{ cm}$        $r = 14 \text{ mm}$
- $W = 41,4 \text{ kg/m}$        $t_w = 6 \text{ mm}$        $Z_x = 689 \text{ cm}^3$
- $d = 346 \text{ mm}$        $t_f = 9 \text{ mm}$        $Z_y = 139 \text{ cm}^3$
- $b = 174 \text{ mm}$        $I_x = 11100 \text{ cm}^4$        $S_x = 641 \text{ cm}^3$
- $i_y = 3,88 \text{ cm}$        $I_y = 792 \text{ cm}^4$        $h = 300 \text{ mm}$
- BJ-41 :  $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$        $f_r = 700 \text{ kg/cm}^2$
- $f_u = 4000 \text{ kg/cm}^2$        $f_L = f_y - f_r = 2500 - 700$
- Beton:  $f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2 = 1800 \text{ kg/cm}^2$
- Panjang balok anak ( $L$ ) =  $2500 \text{ mm} = 2,5 \text{ m}$

1. Pembebanan :

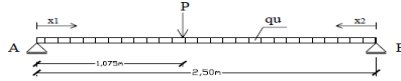
- Beban Mati :
  - Berat sendiri profil       $= 41,4 \text{ kg/m}$
  - Berat pelat beton atap lift  
 $= 0,1 \cdot 2400 \cdot 2,5$        $= 600 \text{ kg/m}$
  - Berat pelat combideck :  
 $= 10,1 \text{ kg/m}^2 \cdot 2,5$        $= 25,25 \text{ kg/m}$
  - Berat aspal  
 $t = 2 \text{ cm} = 2 \cdot 14 \cdot 2,5 \text{ kg/m}^2 = 70 \text{ kg/m}_+$   
 $= 736,65 \text{ kg/m}$
  - Berat ikatan (10%)  
 $736,65 \text{ kg/m} \times 10\%$        $= 73,67 \text{ kg/m}_+$   
 $q_D = 810,32 \text{ kg/m}$
  - Beban terpusat akibat reaksi balok penggantung lift  
 $P = 21662,30 \text{ kg}$



- Beban Hidup ( $qL$ ) =  $100\text{kg/m}^2 \times 2,50\text{m} = 250\text{kg/m}$
- Kombinasi Beban

$$qU = 1,2qD + 1,6qL$$

$$= 1,2.810,32 + 1,6.250 = 1372,38\text{kg/m}$$



Gambar 4. 20 Sketsa balok penumpu lift

$$\Sigma M_B = 0$$

$$V_A \cdot 2,5 - 0,5 \cdot q_u \cdot 1^2 - P \cdot 1,425 = 0$$

$$V_A = \frac{0,5 \cdot 137238,2 \cdot 2,5^2 + 216623 \cdot 1,425}{2,5} = 1406299\text{Kg}$$

$$- \Sigma M_A = 0$$

$$V_B \cdot 2,5 - 0,5 \cdot q_u \cdot 1^2 - P \cdot 1,075 = 0$$

$$V_B = \frac{0,5 \cdot 137238,2 \cdot 2,5^2 + 216623 \cdot 1,075}{2,5} = 1103026\text{Kg}$$

$$Dx_1 = +14062,99 - qx_1$$

$$x_1 = 0 \rightarrow D_A = 14062,99 \text{ Kg}$$

$$x_1 = 1,075 \rightarrow D_c = 12587,68 \text{ Kg}$$

$$M_{x_1} = 14062,99x_1 - qx_1 \cdot 0,5x_1$$

$$x_1 = 0 \rightarrow M_A = 0$$

$$x_1 = 1,075 \rightarrow M_c = 14324,73\text{kgm} = 1432473 \text{ kgcm}$$

$$Dx_2 = -11030,26 + qx_2$$

$$x_2 = 0 \rightarrow D_B = -11030,26 \text{ Kg}$$

$$x_2 = 1,425 \rightarrow D_c = -9074,62 \text{ Kg}$$

$$Mx_2 = +11030,26x_2 - q \cdot x_2 \cdot 0,5 \cdot x_2$$

$$x_2 = 0 \rightarrow M_B = 0$$

$$x_2 = 1,45 \rightarrow M_C = 14324,73 \text{ Kgm} = 1432473 \text{ kgcm}$$

➤ Kontrol Kekuatan penampang

- Untuk Sayap      Untuk Badan

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{fy}} \qquad \frac{h}{nv} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

$$\frac{175}{2.9} \leq \frac{170}{\sqrt{250}} \frac{300}{6} \leq \frac{1680}{\sqrt{250}}$$

- 9,67 < 10,75 ... .. ok 50 < 106,25 ... .. ok

Profil penampang kompak, sehingga kapasitas momen penampang dianalisa dengan distribusi tegangan plastis

## 2. Menghitung Momen nominal

➤ Menentukan lebar efektif pelat beton

- Lebar efektif:

$$b_{eff} \leq 1/4 \cdot L = 625 \text{ mm} = 62,5 \text{ cm}$$

$$b_{eff} \leq S = 2,15m = 21,5 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_{eff} = 625 \text{ mm} = 62,5 \text{ cm}$$

➤ Menentukan gaya tekan yang terjadi pada pelat

$$C_1 = Asf' = 52,68.2500 = 131700 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0,85fc' \cdot t_{plat} \cdot b_{eff}$$

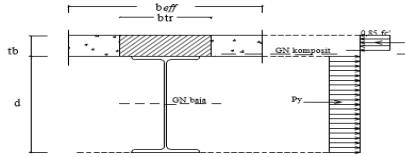
$$= 0,85.250.10.62,5 = 132813 \text{ kg}$$

$$c_3 = \sum_{n=1}^N Qn \rightarrow (c_3 \text{ tidak menentukan})$$

$$\text{Jadi, } C = C_1 \text{ (terkecil)} = 131700 \text{ kg}$$

➤ Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja:

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot fc' \cdot P_{eff}} = \frac{131700}{0,85 \cdot 250 \cdot 62,5} = 9,92 \text{ cm}$$



Gambar 4. 21 Distribusi tegangan plastis balok penumpu lift

$$d_1 = tb - \frac{a}{2} = 10 - \frac{9,92}{2} = 5,04 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0 \rightarrow \text{profil baja tidak mengalami tekan}$$

$$d_3 = \frac{d}{2} = \frac{34,6}{2} = 17,3 \text{ cm}$$

➤ Menghitung kekuatan nominal penampang komposit

$$Mn = C \cdot (d_1 + d_2) + Py(d_3 - d_2)$$

$$C = 131700 \text{ kg}$$

$$- Py = Asf' = 52.68.2500 = 131700 \text{ kg}$$

$$- Mn = 131700(5,04 + 0) + 131700(17,3 - 0) = 2942425,91 \text{ kgcm}$$

$$\text{Syarat: } Mu \leq \phi \cdot Mn$$

$$1432473 \text{ kgcm} \leq 0,85.2942425,91 \text{ kgcm}$$

$$1432473 \text{ kgcm} \leq 2501062,02 \text{ kgcm} \dots \text{Ok}$$

Kekuatan nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

❖ Kontrol Lendutan

$$f = \frac{L}{240} = \frac{250}{240} = 1,042 \text{ cm}$$

- Lendutan yang terjadi (Etabs V9)

-  $f = 0,172 \text{ cm} \leq f$  ijin Ok

❖ Kontrol Kuat Rencana Geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{fy^{0,5}}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{f_y^{0,5}}$$

- $\frac{300}{6} \leq \frac{1100}{50^{0,5}} \cdot 2$
- $50 < 69,57 \dots \dots$ plastis

$$V_n = 0,6x f_y x A_w$$

$$= 0,6x 2500 x 34,6.0,6$$

$$= 31140 \text{ kg}$$

$$- \phi V_n = 0,9x 31140 = 28026 \text{ kg}$$

$$\text{Syarat: } V_u \leq \phi V_n$$

$$1715,5 \text{ kg} < 28026 \text{ kg} \dots \dots \text{OK}$$

❖ Perencanaan penghubung geser

Penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan

- $ds = 19 \text{ mm}$
- $A_{sc} = 283,53 \text{ mm}^2$
- $f_u = 400 \text{ Mpa}$

$$E_c = 0,041 \cdot W_c^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \sqrt{25}$$

$$= 24102,98 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} (\sqrt{f_c' E_c})$$

$$= 0,5 \cdot 2,8353 (\sqrt{250241029,8})$$

$$= 110046 \text{ N} = 11004,6 \text{ Kg}$$

$$Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$$

$$11004,6 \leq 2,8353 \cdot 4000$$

$$11004,6 \text{ Kg} \leq 11341,1 \text{ Kg} \dots \dots \text{OK}$$

Cek koefisien reduksi ( $r_s$ ) karena pengaruh gelombang pelat combideck yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

- $h_r = 53 \text{ mm}$
- $W_r = 200 \text{ mm}$  : Pelat gelombang combideck
- $N_r = 2$  : Setiap gelombang dipasang 2 stud

$$H_s = (hr + 40)$$

$$= 53 + 40 = 93 \text{ mm}$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{W_r}{h_r} \right) \left( \frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{2}} \left( \frac{200}{53} \right) \left( \frac{93}{53} - 1 \right) \leq 1$$

$$= 1,712 > 1 \rightarrow \text{diambil } r = 1$$

$$Q_n = Q_n \cdot r_s$$

$$= 11004,6.1$$

$$= 11004,6 \text{ Kg} < 11341,1 \text{ Kg OK}$$

Jumlah stud untuk setengah bentang:

$$N = T_{maks} / Q_n = \frac{131700}{2.11004,6} = 6 \text{ buah}$$

Jadi, dibutuhkan 12 buah stud untuk seluruh bentang.

Jarak seragam (P) pada masing-masing lokasi :

$$P = \frac{L}{N} = \frac{250}{12} = 20,83 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak maksimum (Pmaks)} = 8 \cdot t_{\text{platbeton}}$$

$$= 8 \times 10 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak minimum} = 6 \cdot (\text{diameter})$$

$$= 6 \times 1,9 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm}$$

Jadi, shear connector dipasang sejarak 20,83 cm sebanyak

12 buah untuk masing-masing bentang.

## 4.7 Pembebanan dan Analisa Struktur

### 4.7.1 Umum

Merencanakan beban gempa adalah bertujuan untuk mendapatkan beban gempa yang sesuai dengan peraturan untuk dibebankan kedalam struktur gedung. Beban gempa rencana dicek terhadap kontrol— kontrol sesuai peraturan gempa yaitu *SNI03 – 1726-2012*, dimana kontrol— kontrol tersebut terdiri dari kontrol nilai gaya geser dasar (*base shear*), waktu getar alami fundamental (T), dan simpangan (*drift*).

### 4.8 Pembebanan

Untuk mendapatkan beban gempa yang sesuai dengan *SNI03 – 1726 – 2012*, maka terlebih dahulu dicek besarnya  $V_{dinamis}$  yang telah didapatkan dengan bantuan program *ETABS v9.2.0* dan membandingkan besaran  $V_{dinamis}$  tersebut dengan  $V_{statis}$  yang akan diperhitungkan di bawah ini sesuai — sesuai *SNI 03 – 1726 – 2012 Ps.6.1*, dan nilai  $V_{statis}$  ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing— masing lantai sesuai *SNI03 – 1726 – 2012 Ps. 6.1.2*

#### 4.8.1 Data gedung

Data — data gedung yang akan dibutuhkan dalam penghitungan  $V_{statis}$  adalah sebagai berikut,

- Mutu baja : B<sub>j</sub> 41
- Mutu beton ( $\gamma_c$ ) : 25 MPa
- Tinggi tipikal lantai : 4,25 m
- Tebal pelat bondek lantai 1,3-14 : 10 cm
- Tebal pelat bondek lantai 2 : 11 cm
- Tebal pelat bondek lantai atap : 9 cm
- Profil balok induk 1 : *WF500x200x10x16*
- Profil balok induk 2 : *WF500x200x9x14*
- Profil balok anak : *WF400x200x8x13*
- Profil kolom : *K500x200x10x16*

#### 4.8.2 Perhitungan Berat Struktur

Beban gravitasi berupa beban mati dan beban hidup yang bekerja di tiap lantai/atap.

A. Lantai 1

- Kolom (Profil baja)  $4,25 \times 179,2 \times 20 = 15232Kg$
- (beton)  $4,25 \times 0,4672 \times 2400 \times 20 = 95300,6Kg$
- Balok induk 1 =  $40 \times 89,6 = 3584 Kg$
- Balok induk 2  $255 \times 79,5 = 30600 Kg$
- Balok anak  $320,7 \times 66 = 21166,2 Kg$
- Balok tangga :  $395,5 = 395 Kg$
- Pelat bondek  $40 \times 27 \times 10,1 = 10908 Kg$
- Pelat beton  $40 \times 27 \times 0,10 \times 2400 = 259200 Kg$
- beban Dinding :  $(80 + 54) \times 4,25 \times 250 = 142375Kg$
- Penggantung  $40 \times 27 \times 7 = 7560Kg$
- Plafond  $40 \times 27 \times 11 = 11880 Kg$
- Tegel  $t = 1 \text{ cm} : 40 \times 27 \times 24 = 25920Kg$
- Spesi  $t = 2 \text{ cm} : 40 \times 27 \times 21 \times 2 = 45360Kg$
- *Plumbing*  $40 \times 27 \times 10 = 10800Kg$
- *Pipa + ducting*  $40 \times 27 \times 20 = 21600Kg$

$$W_{d1} = 678805,8 \text{ Kg}$$

Dan beban hidup yang bekerja pada lantai tersebut Beban hidup adalah,

- Beban hidup  $40 \times 27 \times 250 = 270000Kg$

$$W_{l1} = 270000Kg$$

Menurut *PPIUG Ps.3.5* bahwa beban hidup dapat direduksi untuk komponen struktur yang menumpu beberapa lantai tingkat, maka beban hidup diatas dapat direduksi dikalikan dengan koefisien reduksi hidup sebesar 0,75 untuk gedung yang berfungsi sebagai penghunian menurut *PPIUG Ps.3.5 Tabel 3.3*. Sehingga setelah dikalikan faktor reduksi tersebut, maka total beban hidup ( $W_{11}$ ) menjadi,

$$\begin{aligned} W_{11} &= 0,75 \times W_{l1} \\ &= 0,75 \times 270000 \\ &= 202500 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Sehingga berat total lantai 1

$$\begin{aligned}W_{t1} &= W_{d1} + W_{11} \\ &= 678805,8 + 202500 \\ &= 881305,8 \text{ Kg}\end{aligned}$$

B. Lantai 2

- Kolom (Profil baja)  $4,25 \times 179,2 \times 20 = 15232 \text{Kg}$
- (beton)  $4,25 \times 0,4672 \times 2400 \times 20 = 95300,6 \text{Kg}$
- Balok induk 1  $40 \times 89,6 = 3584 \text{Kg}$
- Balok induk 2  $255 \times 79,5 = 30600 \text{Kg}$
- Balok anak  $320,7 \times 66 = 21166,2 \text{Kg}$
- Balok tangga  $395,5 = 395,5 \text{Kg}$
- Pelat bondek  $40 \times 27 \times 10,1 = 10908 \text{Kg}$
- Pelat beton  $40 \times 27 \times 0,11 \times 2400 = 285120 \text{Kg}$
- Dinding  $(80 + 54) \times 4,25 \times 250 = 142375 \text{Kg}$
- Penggantung  $40 \times 27 \times 7 = 7560 \text{kg}$
- Plafond  $40 \times 27 \times 11 = 11880 \text{Kg}$
- Tegel  $t = 1 \text{ cm } 40 \times 27 \times 24 = 25920 \text{Kg}$
- Spesi  $t = 2 \text{ cm } 40 \times 27 \times 21 \times 2 = 45360 \text{Kg}$
- Plumbing  $40 \times 27 \times 10 = 10800 \text{Kg}$
- Pipa + ducting  $40 \times 27 \times 20 = 21600 \text{Kg}$

$$w_{d2} = 704725,8 \text{ Kg}$$

Dan beban hidup yang bekerja pada lantai tersebut Bebanhidup adalah,  $40 \times 27 \times 400 = 432000 \text{Kg}$  Menurut *PPIUG Ps.3.5* bahwa beban hidup dapat direduksi untuk komponen struktur yang menumpu beberapa lantai tingkat, maka beban hidup diatas dapat direduksi dikalikan dengan koefisien reduksi untuk beban hidup sebesar 0,75 untuk gedung yang berfungsi sebagai penghunian menurut *PPIUG Ps.3.5 Tabel 3.3*. Sehingga setelah dikalikan faktor reduksi tersebut, maka total beban hidup ( $W_{12}$ ) menjadi,

$$W_{12} = 0,75W_{12}$$

$$\text{Beban hidup} = 0,75 \times 432000 = 432000 \text{ kg}$$



$$w_{12}=432000 \text{ kg}$$

Sehingga berat total lantai 2

$$\begin{aligned} W_{t2} &= W_{d2} + W_{12} \\ &= 704725,8 + 324000 = 1028725,8 \text{ Kg} \end{aligned}$$

C. Lantai 3-9

- Kolom (Profil baja)  $4,25 \times 179,2 \times 20 = 15232 \text{ Kg}$
- (beton)  $4,25 \times 0,4672 \times 2400 \times 20 = 95300,6 \text{ Kg}$
- Balok induk 1  $40 \times 89,6 = 3584 \text{ Kg}$
- Balok induk 2  $255 \times 79,5 = 30600 \text{ Kg}$
- Balok anak  $320,7 \times 66 = 21166,2 \text{ Kg}$
- Balok tangga  $395,5 = 395,5 \text{ Kg}$
- Pelat bondek  $40 \times 27 \times 10,1 = 10908 \text{ Kg}$
- Pelat beton  $40 \times 27 \times 0,10 \times 2400 = 259200 \text{ Kg}$
- Dinding  $(80 + 54) \times 4,25 \times 250 = 142375 \text{ Kg}$
- Penggantung  $40 \times 27 \times 7 = 7560 \text{ Kg}$
- Plafond  $40 \times 27 \times 11 = 11880 \text{ Kg}$
- Tegel  $t = 1 \text{ cm}$   $40 \times 27 \times 24 = 25920 \text{ Kg}$
- Spesi  $t = 2 \text{ cm}$   $40 \times 27 \times 21 \times 2 = 45360 \text{ Kg}$
- Plumbing  $40 \times 27 \times 10 = 10800 \text{ Kg}$
- Pipa + ducting  $40 \times 27 \times 20 = 21600 \text{ Kg}$

$$W_d = 678805,8 \text{ Kg}$$

Dan beban hidup yang bekerja pada lantai tersebut

adalah,

$$\text{Beban hidup } 40 \times 27 \times 250 = 270000 \text{ Kg}$$

$$W_1 = 270000 \text{ Kg}$$

Menurut *PPIUG Ps.3.5* bahwa beban hidup dapat direduksi untuk komponen struktur yang menumpu beberapa lantai tingkat, maka beban hidup diatas dapat direduksi dikalikan dengan koefisien reduksi untuk beban hidup sebesar 0,75 untuk gedung yang berfungsi sebagai penghunian menurut *PPIUG Ps.3.5 Tabel 3.3*.

Sehingga setelah dikalikan faktor reduksi tersebut, maka total beban hidup ( $W_1$ ) menjadi

$$\begin{aligned}W_1 &= 0,75W_1 \\ &= 0,75 \times 270000 \\ &= 202500 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Sehingga berat total lantai

$$\begin{aligned}W_t &= W_d + W_1 \\ &= 678805,8 + 202500 \\ &= 881305,84 \text{ Kg}\end{aligned}$$

D. Lantai 10 (Atap)

- Kolom (Profil baja)  $2,125 \times 179,2 \times 20 = 7616 \text{ Kg}$
- (beton)  $2,125 \times 0,4672 \times 2400 \times 20 = 47650,3 \text{ Kg}$
- Balok induk 1  $40 \times 89,6 = 3584 \text{ Kg}$
- Balok induk 2  $255 \times 79,5 = 30600 \text{ Kg}$
- Balok anak  $320,7 \times 66 = 21166,2 \text{ Kg}$
- Balok lift  $448,1 = 448,1 \text{ Kg}$
- Pelat bondek  $40 \times 27 \times 10,1 = 10908 \text{ Kg}$
- Pelat beton  $40 \times 27 \times 0,09 \times 2400 = 233280 \text{ Kg}$
- Dinding  $(80 + 54) \times 4,25 \times 250 = 142375 \text{ Kg}$
- Penggantung  $40 \times 27 \times 7 = 7560 \text{ Kg}$
- Plafond  $40 \times 27 \times 11 = 11880 \text{ Kg}$
- Aspal  $t = 1 \text{ cm}$   $40 \times 27 \times 24 = 15120 \text{ Kg}$
- Plumbing  $40 \times 27 \times 10 = 10800 \text{ Kg}$
- Pipa + ducting  $40 \times 27 \times 20 = 21600 \text{ Kg}$

$$W_{d1} = 564139,5 \text{ Kg}$$

Dan beban hidup yang bekerja pada lantai tersebut

adalah,

$$\text{Beban hidup } 40 \times 27 \times 100 = 10800 \text{ Kg}$$

$$W_{115} = 10800 \text{ Kg}$$

Menurut *PPIUG Ps.3.5* bahwa beban hidup dapat direduksi untuk komponen struktur yang menumpu beberapa lantai tingkat, maka beban hidup diatas dapat direduksi dikalikan dengan koefisien reduksi untuk beban hidup sebesar 0,75 untuk gedung yang berfungsi sebagai penghunian menurut *PPIUG Ps.3.5 Tabel 3.3*. Sehingga setelah dikalikan faktor reduksi tersebut, maka total beban hidup ( $W_{115}$ ) menjadi,

$$\begin{aligned} W_{112} &= 0,75W_{112} \\ &= 0,75 \times 108000 \\ &= 81000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Sehingga berat total lantai 10 menjadi,

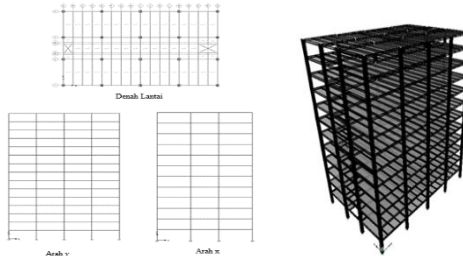
$$\begin{aligned} W_{t10} &= W_{d10} + W_{110} \\ &= 564139,5 + 81000 = 645139,5 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Tabel 4. 1 Berat struktur per lantai

Lantai	Tinggi hx (m)	Berat Lantai Wx (Kn)
10	42.5	6451,395
9	38.25	8813,058
8	34	8813,058
7	29.75	8813,058
6	25.5	8813,058
5	21.25	8813,058
4	17	8813,058
3	12.75	8813,058
2	8.5	1287,258
1	42.5	8813,058
	$\Sigma$	104869,238

#### 4.9 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa secara dinamis menggunakan bantuan program *ETABS v9.2.0* dengan analisa dinamis *respons spektrum*.



Gambar 4. 22 Pemodelan struktur

#### 4.9.1 Arah Pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah  $x$  dan  $y$  secara bolak balik dan periodikal. Menurut *SNI03 – 1726-2012 ps 5.8.2*. Untuk mensimulasikan arah pengaruh

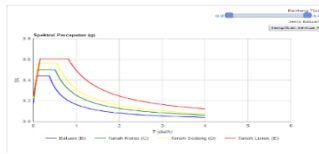
gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X:  
100% efektifitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y:  
100% efektifitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

#### 4.9.2 Faktor Respon Gempa C

Faktor Respon Gempa (C) dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang Nilai Faktor Respon Gempa ( $C_1$ ) bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam spektrum respon gempa rencana. Respon Spektrum gempa rencana untuk masing masing wilayah gempa ditetapkan grafik nilai C-T . *SNI03 – 1726 – 2012*. Dimana pada perencanaan gedung ditetapkan . untuk menentukan nilai faktor respon gempa ( $C_1$ ) pada tanah didapat dengan nilai  $\frac{0,23}{T}$  dimana  $T$  adalah waktu getar alami struktur gedung yang didapat dari hasil analisa struktur setelah men-

define Respon Spektrum Rencana dan mengplot grafik C-T pada analisa Respon Spektrum.



Gambar 4. 23 Respon spektrum kota surabaya  
(sumber.puskim.pu.co.id)

#### 4.9.3 Respon Spektrum Rencana

Menurut *SNI03 – 1726 – 2012 ps 7.2.1* menyatakan bahwa analisis Respons Spektrum Gempa Rencana, nilai ordinatnya harus dikalikan dengan  $1/R$ . Lalu karena nilai  $C$  dinyatakan dengan percepatan gravitasi, maka nilai  $C$  harus dikalikan faktor pengali percepatan gravitasi sebesar  $9,81 m/s$ .

#### 4.10 Menentukan Eksentris Rencana Bangunan

Berdasarkan *SNI 03 – 1726 – 2012 Ps. 5.4.3*, bahwa antara pusat massa dan dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana  $e_d$  sebagai berikut,

- Untuk  $0 < e \leq 0,3b$ , maka:

$$e_d = 1,5e + 0,05b$$

atau

$$e_d = e - 0,05b$$

dipilih nilai yang terbesar dari keduanya

- Untuk  $e > 0,3b$ , maka:

$$e_d = 1,33e + 0,1b$$

atau

$$e_d = 1,17e - 0,1b$$

dipilih nilai yang terbesar dari keduanya

$$e_x = \left(\frac{1}{2} \times b\right) - x_{cr}$$

$$e_y = \left(\frac{1}{2} \times L\right) - y_{cr}$$

Dimana kedua nilai diatas diambil harga mutlaknya, sehingga

$$e_{dx} = 1,5e_x + 0,05b$$

$$e_{dy} = 1,5e_y + 0,05L$$

maka didapatkan suatu titik koordinat pusat massa, yaitu

$$\text{koordinat } x = x_{cr} + e_{dx}$$

$$\text{koordinat } y = y_{cr} + e_{dy}$$

Setelah koordinat pusat massa diperoleh, maka massa dari tiap — tiap lantai diletakkan pada titik koordinat tersebut, kemudian dilakukan analisa kembali. Dan dari hasil analisa *ETABS v9.2.0* didapat nilai  $X_{cr}$  dan  $Y_{cr}$  yang ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4. 2 Nilai  $X_{cr}$  dan  $Y_{cr}$

Lantai	$X_{cr}$ (m)	$Y_{cr}$ (m)
10	20,000	13,500
9	20,001	13,500
8	20,001	13,500
7	20,001	13,500
6	20,001	13,500
5	20,002	13,500
4	20,000	13,500
3	20,001	13,500
2	20,002	13,500
1	20,001	13,500

Tabel 4. 3 Eksentrisitas Rencana Bangunan

Lantai	B (m)	L (m)	X <sub>c</sub> (m)	Y <sub>c</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)	ed <sub>x</sub> (m)	ed <sub>y</sub> (m)	koord x (m)	koord y (m)
10	40	27	20,000	13,50	0,000	0	2,000	1,35	22,000	14,85
9	40	27	20,001	13,50	-0,001	0	1,999	1,35	22,000	14,85
8	40	27	20,001	13,50	-0,001	0	1,999	1,35	22,000	14,85
7	40	27	20,001	13,50	-0,001	0	1,999	1,35	22,000	14,85
6	40	27	20,001	13,50	-0,001	0	1,999	1,35	22,000	14,85
5	40	27	20,002	13,50	-0,002	0	1,997	1,35	21,999	14,85
4	40	27	20,000	13,50	0,000	0	2,000	1,35	22,000	14,85
3	40	27	20,001	13,50	-0,001	0	1,999	1,35	22,000	14,85
2	40	27	20,002	13,50	-0,002	0	1,997	1,35	21,999	14,85
1	40	27	20,001	13,50	-0,001	0	1,999	1,35	22,000	14,85

#### 4.11 Kontrol Waktu Geser Alami Fundamental (T)

T dihitung dengan menggunakan rumus empiris Method A dari UBC 1997 Section 1630.2.2 dengan tinggi gedung 51 meter.

Pada arah X  $T_x = C_c \times (h_n)^{3/4}$

$$= C_c \times (51)^{3/4}$$

$$= 1,15 \text{ detik}$$

Pada arah Y  $T_y = C_c \times (h_n)^{3/4}$

$$= C_c \times (51)^{3/4}$$

$$= 1,15 \text{ detik}$$

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Dengan nilai  $\zeta$  dari Tabe18 *SNIO3 – 1726 – 2012* dan  $n$  adalah jumlah lantai dari gedung yang akan ditinjau, maka kontrol waktu getar alami fundamental (T) menjadi,

$$T < \zeta n$$

Untuk WG 3 maka nilai  $\zeta = 0,18$  dan nilai  $n = 12$ .

· Arah x

$$T_x = 1,15 < (0,18 \times 12) = 2,16 \text{ detik} \dots \dots \text{OK}$$

· Arah y

$$T_y = 1,15 < (0,18 \times 12) = 2,16 \text{ detik} \dots \dots \text{OK}$$

Sehingga, berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung masih memenuhi batas kontrol waktu getar alami.

#### 4.12 Kontrol Gaya Geser Dasar ( Base Shear )

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama, sesuai *SN103 – 1726 – 2012 Ps. 7.1.3*. Dengan nilai waktu getar alami fundamental (T) perkiraan awal dengan rumus empiris sebagai berikut,

$$T_y = 1,15 \text{ detik}$$

$$T_x = 1,15 \text{ detik}$$

Maka dari Gambar 5.1 didapat nilai

$$C_y = 0,2 \text{ dan } C_x = 0,2$$

Dari tabel 15.1 didapat nilai  $W_x = W_t = 104869,238 \text{ kN}$

- Untuk arah x

$$V_{xs} = \frac{C_x I}{R} W_t = \frac{0,2 \times 1}{6} \times 104869,238 = 3495,64 \text{ kN}$$

- Untuk arah y

$$V_{ys} = \frac{C_y I}{R} W_t = \frac{0,2 \times 1}{6} \times 104869,238 = 3495,64 \text{ kN}$$

Setelah dilakukan analisa struktur dengan asumsi— asumsi yang telah dijelaskan diatas, maka didapatkan output untuk nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut,

$$V_{xd} = 59976.39 \text{ Kg} = 599,7639 \text{ kN}$$

$$V_{yd} = 58776.41 \text{ Kg} = 587,7641 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,



$$V_{xd} \geq 0,8V_{xs}$$

599,7639 kN < 2796,512 kN ...Not OK!

Maka untuk arah y,

$$V_{yd} \geq 0,8V_{ys}$$

587,7641 kN < 2796,512 kN .....Not OK!

Sehingga untuk memenuhi persyaratan *SNI03 – 1726 – 2012 Ps. 7.1.3*, maka menurut *SNI03 – 1726 – 2002 ps 7.2.3* gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respon dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala.

$$FS = \frac{0.8y_1}{V_f} \geq 1$$

Dimana :

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam pertama

$V_t$  = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa ragam spektrum respons yang telah dilakukan Sehingga dengan cara tersebut didapat nilai *TS* untuk masing- masing arah pembebanannya. Nilai skala tersebut adalah sebagai berikut:

- Untuk arah x

$$FS = \frac{0,8V_{xs}}{V_{xd}} = \frac{2796,512}{599,7639} = 4,66$$

- Untuk arah y

$$FS = \frac{0,8V_{ys}}{V_{yd}} = \frac{2765,512}{587,7641} = 4,71$$

Setelah didapat nilai — nilai skala untuk masing— masing arah pembebanan, maka dilakukan analisa struktur ulang dengan mengalikan faktor diatas pada *scale factor* untuk *Defme Respons Spectra*. Kemudian dilakukan *running* program ulang sehingga didapatkan *output* sebagai berikut:

$$V_{xd} = 280091,58 \text{ Kg} = 2800,9158 \text{ kN}$$

$$V_{yd} = 276249,10 \text{ Kg} = 2798,3687 \text{ kN}$$

Maka untuk arah  $x$ ,

$$V_{xd} \geq 0,8V_{XS}$$

$$2800,9158 \text{ kN} > 2796,512 \text{ kN} \dots\dots\text{OK!}$$

Maka untuk arah  $y$ ,

$$V_{yd} \geq 0,8V_{YS}$$

$$2798,3687 \text{ kN} > 2796,512 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

Sehingga, gaya gempa dari *spektrum respon dinamik* tersebut selanjutnya di gunakan sebagai beban gempa desainstruktur.

### Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan *SNI03 – 1726 – 2012 Ps. 7.2.1* jumlah ragam *vibrasi* Oumlah *mode shape*) yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (*Modal participating Mass Ratios*) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang- kurangnya 100 %.

Tabel 4. 4 Modal participacing Mass Ratio

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	2.429487	0.0000	78.4192	0	0.0000	78.4192	0
2	2.230644	78.9803	0.0000	0	78.9803	78.4192	0
3	1.554149	0.0000	0.0015	0	78.9803	78.4207	0
4	0.769604	0.0000	10.1093	0	78.9803	88.53	0
5	0.71274	9.8969	0.0000	0	88.8772	88.53	0
6	0.596052	0.0000	0.0002	0	88.8772	88.5302	0
7	0.422585	0.0000	4.1696	0	88.8772	92.6998	0
8	0.396882	4.0632	0.0000	0	92.9405	92.6998	0
9	0.335163	0.0000	0.0001	0	95.9405	95.6999	0
10	0.27223	0.0000	2.3936	0	105.2535	105.0936	0

Dari Tabel 4.4 didapatkan bahwa dalam penjumlahan

respons ragam menghasilkan respons total mencapai 105.2535 % untuk arah X dan 105.0936 % untuk arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut *SNI03 – 1726 – 2012 Ps. 7.2.1* dapat dipenuhi.

#### 4.13 Metode Penjumlahan Respon Ragam

Menurut *SNI 03 – 1726 – 2012 Ps. 7.2.2* untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan yaitu apabila selisih nilainya kurang dari 15 %, harus dilakukan dengan metoda Kombinasi Kuadratik Lengkap (CQC). Untuk Struktur gedung yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam dapat dilakukan dengan metoda Akar Jumlah Kuadrat (SRSS).

Tabel 4. 5 Selisih periode antar mode berdekatan

Mode	Periode (sec)	Selisih	%
1	2,4987		
		0,198843	19,88%
2	2,230644		
		0,676495	67,65%
3	1,554149		
		0,784545	78,45%
4	0,769604		
		0,056864	5,69%
5	0,712740		
		0,116688	11,67%
6	0,596052		
		0,173467	17,35%
7	0,422585		
		0,025703	2,57%
8	0,396882		
		0,061719	6,17%
9	0,335163		
		0,062933	6,29%
10	0,272230		
		0,013347	1,33%

Karena selisih waktu getar alami dominan kurang dari 15%, maka metoda penjumlahan ragam respons menggunakan metoda CQC.

#### 4.14 Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai dihitung berdasarkan respons simpangan inelastis maksimum,  $\Delta m$ , dihitung sebagai berikut:

$$\Delta m = 0,7R\Delta s$$

Dengan  $R$  adalah factor modifikasi respons (table 12.2-1).

$\Delta s$  adalah respons statis simpangan elastic struktur yang terjadi di titik-titik kritis akibat beban gempa horizontal rencana. Simpangan elastis struktur dihitung menggunakan analisa dinamis.

#### >> Batasan simpangan antar lantai

Simpangan antar lantai yang dihitung berdasarkan persamaan diatas tidak boleh melebihi 2,5% dari jarak lantai untuk struktur dengan waktu getar dasar lebih kecil daripada atau sama dengan 0,7 detik, sedangkan untuk struktur bangunan dengan waktu getar dasar lebih besar daripada 0,7 detik, simpangan antar lantai tersebut tidak boleh melebihi 2,0% dari jarak antar lantai, secara singkat batasan simpangan antar lantai dapat dituliskan :

$$T \leq 0,7 \text{ detik, maka } \Delta m \leq \frac{2,5}{100} xh$$

$$T \geq 0,7 \text{ detik, maka } \Delta m \leq \frac{2,0}{100} xh$$

Simpangan Elastis Struktur

Berdasarkan *SNI03 – 1726 – 2012 Ps. 8.1.2*, simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung tidak boleh melampaui  $\frac{0,03}{R}$  dikali tinggi antar tingkat atau dibatasi sebesar 30 mm diambil nilai yang terkecil. Nilai  $R$  didapat sebesar 6 sehingga batasan Simpangan elastis struktur gedung didapat:

Untuk  $h = 4,25m$  :

$$\Delta s = \frac{0,03}{R} \times h_j = \frac{0,03}{6} \times 4,25 = 0,02125 \text{ meter} = 21,25 \text{ mm}$$

Nilai simpangan struktur gedung didapat dari hasil running *ETABS v9.2.0* dengan memilih satu titik pada setiap gedung yang direncanakan. Sedangkan nilai simpangan antar tingkat diambil dari selisih nilai simpangan antar gedung yang terjadi. Nilai simpangan gedung yang terjadi dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4. 6 simpangan

Lantai	$\delta_{xe}$ (x) (mm)	$\delta_{ye}$ (y) (mm)
10	45.1	45.9
9	42.3	43.1
8	38.9	39.5
7	34.8	35.4
6	30.1	30.6
5	25.0	25.3
4	19.4	19.6
3	13.4	13.6
2	7.5	7.6
1	2.4	2.4

Tabel 4. 7 Analisa  $\Delta_s$  akibat gempa arah x

Lantai	$h_x$ (m)	$\delta_{xe}$ Tiap tingkat (mm)	$\Delta$ Antar tingkat (mm)	Syarat drift $\Delta_s$ (mm)	Ket
10	42.5	45.9	2.8	21.25	OK
9	38.25	43.1	3.6	21.25	OK
8	34	39.5	4.1	21.25	OK
7	29.75	35.4	4.8	21.25	OK
6	25.5	30.6	5.3	21.25	OK
5	21.25	25.3	5.7	21.25	OK
4	17	19.6	6	21.25	OK
3	12.75	13.6	6	21.25	OK
2	8.5	7.6	5.2	21.25	OK
1	4.25	2.4	2.4	21.25	OK

Dari tabel tersebut dapat dilihat nilai simpangan antar tingkat dalam arah X maupun arah Y tidak ada yang melebihi syarat batas yang telah ditentukan.

Tabel 4. 8 Analisa  $\Delta_s$  akibat gempa arah y

Lantai	$h_x$ (m)	$\delta_{xe}$ Tiap tingkat (mm)	$\Delta$ Antar tingkat (mm)	Syarat drift $\Delta_s$ (mm)	Ket
10	42.5	45.9	2.8	21.25	OK
9	38.25	43.1	3.6	21.25	OK
8	34	39.5	4.1	21.25	OK
7	29.75	35.4	4.8	21.25	OK
6	25.5	30.6	5.3	21.25	OK
5	21.25	25.3	5.7	21.25	OK
4	17	19.6	6	21.25	OK
3	12.75	13.6	6	21.25	OK
2	8.5	7.6	5.2	21.25	OK
1	4.25	2.4	2.4	21.25	OK

### >> Simpangan Antar Lantai

Sesuai *SNI 1729 Pasal 15.4.1* simpangan antar lantai dihitung berdasarkan respons simpangan inelastis maksimum,  $\Delta m$ , dihitung sebagai berikut:

$$\Delta m = 0,7R\Delta s$$

Dengan batasan simpangan antar lantai :

Waktu getar dasar yang terjadi  $T = 1, 15$  detik

$$T \geq 0,7 \text{ detik, maka } \Delta m \leq \frac{2,0}{100} xh$$

$$\Delta m \leq \frac{2,0}{100} x4,25m = 0,085m = 85 \text{ mm}$$

Nilai simpangan antar tingkat dapat diperoleh pada tabel berikut:

Arah x :

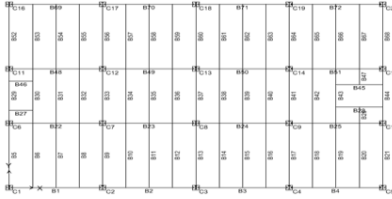
Tabel 4. 9 Analisa akibat gempa arah x

Lantai	$h_x$ (m)	$\delta x_e$ Tiap tingkat (mm)	$\Delta$ Antar tingkat (mm)	Syarat drift $\Delta_s$ (mm)	Ket
10	42.5	2.8	11.76	85	OK
9	38.25	3.6	15.12	85	OK
8	34	4.1	17.22	85	OK
7	29.75	4.8	20.16	85	OK
6	25.5	5.3	22.26	85	OK
5	21.25	5.7	23.94	85	OK
4	17	6	25.20	85	OK
3	12.75	6	25.20	85	OK
2	8.5	5.2	21.84	85	OK
1	4.25	2.4	10.08	85	OK

Tabel 4. 10 Analisa  $\Delta_m$  akibat gempa arah y

Lantai	$h_x$ (m)	$\delta x_e$ Tiap tingkat (mm)	$\Delta$ Antar tingkat (mm)	Syarat drift $\Delta_s$ (mm)	Ket
10	42.5	2.8	11.76	85	OK
9	38.25	3.6	15.12	85	OK
8	34	4.1	17.22	85	OK
7	29.75	4.8	20.16	85	OK
6	25.5	5.3	22.26	85	OK
5	21.25	5.7	23.94	85	OK
4	17	6	25.20	85	OK
3	12.75	6	25.20	85	OK
2	8.5	5.2	21.84	85	OK
1	4.25	2.4	10.08	85	OK

## 4.15 Perencanaan Struktur Utama



Gambar 4. 24 Denah pembalokan lantai

### 4.15.1 Perencanaan Balok Induk

Pada perencanaan ini, ditunjukkan contoh perhitungan balok Induk pada lantai 1 dengan kode balok B-23. Pada perhitungan berikut Balok Induk direncanakan dengan profil *WF* 500.200.10.20. Panjang balok ( $L$ ) = 1000 cm. Adapun data- data profil adalah sebagai berikut:

- $A = 114,2\text{cm}^2$      $i_x = 20.5 \text{ cm}$      $r = 20 \text{ mm}$
- $W = 89,6\text{kg/m}$      $t_w = 10 \text{ mm}$      $Z_x = 2096\text{cm}^3$
- $d = 500 \text{ mm}$      $t_f = 20 \text{ mm}$      $Z_y = 332\text{cm}^3$
- $b = 200 \text{ mm}$      $I_x = 47800\text{cm}^4$      $S_x = 1910\text{cm}^3$
- $i_y = 4,33 \text{ cm}$      $h = 428 \text{ mm}$      $I_y = 2140 \text{ cm}^4$
- $S_y = 214\text{cm}^3$

### 4.15.2 Kondisi Balok Utama Sebelum Komposit

Dari hasil output *ETABS v9.2.0* untuk batang B-23,

didapatkan:

- $M_{\text{max}} = 2850308,21 \text{ Kgcm}$
- $V_u = 13797,56 \text{ Kg}$
- $L = 1000 \text{ cm}$
- ❖ Kontrol Lendutan
- Lendutan ijin ( $f'$ ) adalah

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 2,78 \text{ cm}$$

Lendutan yang terjadi (*ETABS v9.2. 0*)

$$f = 0,765 \text{ cm}$$

$$f < f' \text{ OK}$$



❖ Kontrol Kekuatan Penampang (Local Buckling)

- Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2.tf} = \frac{200}{2.16} = 6,25 \frac{b.f}{2.tf} < \lambda_p \text{ OK}$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

- Pelat badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,80 \frac{h}{tw} < \lambda_p \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

Jadi, termasuk penampang kompak, maka  $M_{nx} = M_{px}$

❖ Kontrol Lateral Buckling

Jarak Penahan Lateral  $L_b = 250 \text{ cm}$

Berdasarkan tabel untuk BJ 41 profil  $W_f 500.200.10.20$

didapatkan:

- $L_p = 215,549 \text{ cm}$ ,
- $L_r = 643,749 \text{ cm}$

Jadi,  $L_r > L_b > L_p \rightarrow$  bentang Menengah,

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L_r > L_b > L_p$ ,

kuat nominal komponen struktur adalah:

$$M_n = C_b [M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L_b)}{(L_r - L_p)}] \leq M_p$$

- $M_A = 1990319,24 \text{ Kgcm}$
- $M_B = 1135694,71 \text{ Kgcm}$
- $M_C = 286624,06 \text{ Kgcm}$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5.2850308,21}{(2,5.2850308,21) + (3.1990319,24) + (4.1135694,71) + (3.286624,06)} = 1,93 < 2,3 \rightarrow \text{dipakai } 1,93$$

$$M_y = S_x \cdot f_y$$

$$= 1910 \cdot 2500$$

$$= 4775000 \text{ Kgcm}$$

$$M_p = f_y \cdot Z_x$$

$$= 2500 \cdot 2096$$

$$= 5240000 \text{ kgcm} < 1,5 M_y$$

$$M_R = (f_y - f_r) S_x = 1800 \cdot 1910$$

$$= 3438000 \text{ kgcm}$$

$$- M_n = 1,93 [3438000 + (5240000 - 3438000) \frac{(643,749 - 250)}{(643,749 - 215,549)}] \leq M_p$$

$$= 9828385,92 \text{ kgcm} > 5240000 \text{ kgcm}$$

Dipakai  $M_n = M_p = 5240000 \text{ kgcm}$

Persyaratan :

$$M_u \leq \phi M_n$$

- $2850308,21 \text{ Kgcm} \leq 0,9 \cdot 5240000 \text{ kgcm}$
- $2850308,21 \text{ Kgcm} < 4716000 \text{ kgcm} \dots \dots \text{OK}$

Jadi Penampang profil baja sebelum komposit mampu menahan beban yang terjadi.

#### ❖ Kontrol Geser

Kontrol geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{F_y}}$$

Dimana,  $k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$ , untuk balok dengan pengaku vertikal pelat badan.

$k_n = 5$ , untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan.

Sehingga,

$$\frac{428}{10} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5(210^6)}{2500}}$$

$$42,8 \leq 69 \text{ OK}$$

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

$$\begin{aligned} &= 0,6 \cdot 2500 \text{ kg/cm} (42,8) \text{ cm}^2 \\ &= 64200 \text{ kg} \end{aligned}$$

Persyaratan :

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\begin{aligned} 13797,56 \text{ Kg} &\leq 0,9 \cdot 64200 \text{ Kg} \\ 13797,56 \text{ Kg} &< 57780 \text{ kg} \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

#### 4.15.3 Kondisi Balok Utama Setelah Komposit

- Zona momen Positif

Dari hasil output *ETABS v9.2.0* didapatkan momen positif adalah  $M_{maks} = 3269371,38 \text{ Kgcm}$  (batang B-23).

- Menghitung Momen Nominal
- ❖ · Kontrol kriteria penampang
- Untuk Sayap Untuk Badan

$$\begin{aligned} \frac{bf}{2tf} &\leq \frac{170}{\sqrt{fy}} & \frac{h}{tw} &\leq \frac{1f80}{\sqrt{fy}} \\ - \frac{200}{2.16} &\leq \frac{170}{\sqrt{250}} & \frac{428}{10} &\leq \frac{1680}{\sqrt{250}} \\ - 6,25 &< 10,752 \dots \dots \text{ok} & 42,8 &< 106,25 \dots \dots \text{ok} \end{aligned}$$

Profil penampang kompak, sehingga kapasitas momen penampang dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

$$L = 1000 \text{ cm}$$

$$b_{eff} \leq 1/4 \cdot L = 1/4 \cdot 1000 \text{ cm} = 250 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_{eff} = 250 \text{ cm}$$

❖ Menentukan gaya tekan yang terjadi pada pelat

$$C_1 = A_s f' = 114,2 \cdot 2500 = 285500 \text{ kg}$$

$$C_2 = 0,85 f' c' \cdot t_{plot} \cdot b_{eff}$$

$$= 0,85 \cdot 250 \cdot 10 \cdot 250$$

$$= 531250 \text{ kg}$$

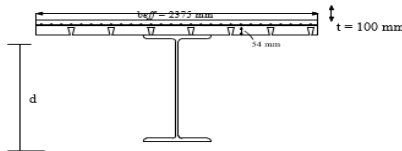
$$c_3 = \sum_{n=1}^N Q_n \rightarrow (c_3 \text{ tidak menentukan})$$

Jadi,  $C = C_1$  (terkecil)

$$= 285500 \text{ kg}$$

❖ Menentukan jarak-jarak dari centroid gaya-gaya yang bekerja:

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f' c' t_{eff}} = \frac{285500}{0,85 \cdot 250 \cdot 250} = 5,379 \text{ cm}$$



Gambar 4. 25 Potongan balok induk

$$d_1 = t b - \frac{a}{2} = 9,4 - \frac{5,379}{2} = 4,713 \text{ cm}$$

$$d_2 = 0 \rightarrow \text{profil baja tidak mengalami tekan}$$

$$d_3 = \frac{d}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

❖ Menghitung kekuatan nominal penampang komposit

$$M_n = C \cdot (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2)$$

$$\begin{aligned}
 C &= 285500 \text{ kg} \\
 P_y &= A_s f' = 114,2 \cdot 2500 = 285500 \text{ kg} \\
 - \quad M_n &= 285500(4,713 + 0) + 285500(25 - 0) \\
 &= 8483061,5 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

$$\begin{aligned}
 3269371,38 \text{ kgcm} &\leq 0,85 \cdot 8483061,5 \text{ kgcm} \\
 3269371,38 \text{ kgcm} &\leq 7210602,27 \text{ kgcm} \quad Ok
 \end{aligned}$$

Kekuatan nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

➤ Zona momen negatif

Dari hasil output program *ETABS v9.2.0* didapatkan momen negatif  $M_{maks} = 5440837,21 \text{ Kgcm}$  (batang B-23).

- $L = 1000 \text{ cm}$
  - $b_{eff} \leq 1/4 \cdot L = 1/4 \cdot 1000 \text{ cm} = 250 \text{ cm}$
  - $t_{bondex} = 0,75 \text{ mm}$
  - $f_{yr} = 240 \text{ Mpa}$
  - $t_s = 100 \text{ mm}$
- Menentukan Lokasi Gaya Tarik pada Balok Baja

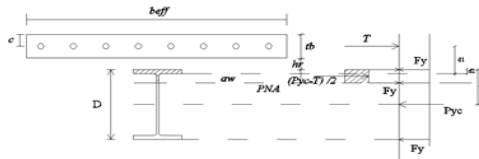
Batang tulangan menambah kekuatan tarik nominal pada pelat beton.

$$\begin{aligned}
 T_c &= A_s \cdot f_{yr} \\
 &= 17,1/4 \cdot J_i \cdot 0,8^2 \cdot 2400 \\
 &= 20508,32 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang baja

$$P_{yc} = A_s \cdot f_y$$

$$\begin{aligned} - &= 114,2 \cdot 2500 \\ &= 285500 \text{ Kg} \end{aligned}$$



Gambar 4. 26 Distribusi tegangan negatif

Karena  $P_{yc} > T_c$ , maka PNA pada web, berlaku persamaan.

$$\begin{aligned} T_s &= \frac{P_{yc} - T_c}{2} = \frac{285500 - 20508,32}{2} \\ &= 132495,84 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Gaya pada sayap,  $T_f = b_f \cdot t_f \cdot f_y$

$$\begin{aligned} &= 20,2 \cdot 3 \cdot 2500 \\ &= 115000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Gaya pada badan,  $T_w = \frac{P_{yc} - T_c}{2} - T_f$

$$\begin{aligned} &= 132495,84 - 115000 \\ &= 17495,84 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Jarak garis netral dari tepi bawah sayap :

$$\begin{aligned} a_w &= \frac{T_w}{f_{ytw}} = \frac{17495,84}{2500 \cdot 1,0} \\ &= 6,99 \text{ cm} \end{aligned}$$

➤ Menentukan Jarak Gaya yang Bekerja dari Centroid

$$d_2 = \frac{(T_f \cdot 0,5t_f) + (T_w(t_f + 0,5a_w))}{T_f + T_w}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{(115000.0,5.2,0)+(17495,84.(2,0+0,5.6,99))}{115000+17495,84} \\
&= 1,593 \text{ cm} \\
&= 15,93 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d_3 &= D/2 = 50/2 \\
&= 25 \text{ cm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d_1 &= ts - c \\
&= 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}
\end{aligned}$$

➤ Perhitungan Momen Nominal Negatif

$$\begin{aligned}
M_n &= Tc(d_1 + d_2) + Pyc(d_3 - d_2) \\
&= 20508,32 (7,5 + 1,593) + 285500(25 - 1,593) \\
&= 6869180,65 \text{ Kgcm}
\end{aligned}$$

Persyaratan :

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$\begin{aligned}
5440837,21 \text{ Kgcm} &\leq 0,85.6869180,65 \text{ Kgcm} \\
5440837,21 \text{ Kgcm} &\leq 5838803,56 \text{ Kgcm} \dots \dots \text{OK}
\end{aligned}$$

#### 4.16 Kolom Komposit

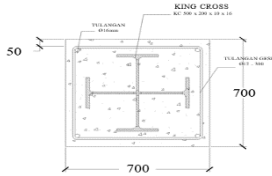
Dari hasil output *ETABS v9.2.0* diperoleh gaya — gaya yang bekerja pada kolom CIN 7 lantai dasar adalah:

- $P_u = 595950,6 \text{ Kg}$
- $M_{u_x} = 2261074,56 \text{ Kgcm}$
- $M_{u_y} = 2250329,3 \text{ Kgcm}$
- $V_{u_x} = 16667,15 \text{ Kg}$
- $V_{u_y} = 15154,31 \text{ Kg}$

Kolom komposit direncanakan dengan menggunakan profil K500.200.10.16 dengan spesifikasi material:

- $A = 228,4 \text{ cm}^2$   $I_x = 49940 \text{ cm}^4$   $i_x = 14,79 \text{ mm}$

- $d = 500 \text{ mm}$      $I_y = 52189 \text{ cm}^4$      $i_y = 15,17 \text{ mm}$
- $b = 200 \text{ mm}$      $H = 428 \text{ mm}$      $S_x = 1997,6 \text{ cm}$
- $S_y = 2046,6 \text{ cm}^3$



Gambar 4. 27 Penampang kolom komposit

$$\begin{aligned}
 Z_x &= \left( \left( d \cdot t_w \cdot \frac{1}{2} \cdot d \right) + (b - t_w)(t_f)(d - t_f) \right) + \left( \left( \frac{1}{2} \cdot b \cdot t_f \cdot \frac{1}{2} \cdot b \right) \cdot 2 + \right. \\
 &\quad \left. (d - 2t_f) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot t_w \cdot \frac{1}{2} \cdot t_w \right) \right) \\
 &= \left( \left( \frac{1}{2} \cdot 50 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 50 \right) + (20 - 1)(1,6)(50 - 1,6) \right) + \left( \left( \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 20 \right) \cdot 2 + \right. \\
 &\quad \left. (50 - 2 \cdot 1,6) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1 \right) \right) \\
 &= 2428,06 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_y &= \left( \left( \frac{1}{2} \cdot t_f \cdot b_1 \cdot b \right) \cdot 2 + (d - 2t_f) \cdot \frac{1}{2} \cdot t_w \cdot \frac{1}{2} \cdot t_w \right) + \left( \frac{1}{2} \cdot (d + t_w) \cdot t_w \cdot \frac{1}{2} \cdot (d + t_w) + \right. \\
 &\quad \left. (b - t_w) \cdot t_f \cdot (d + t_w - t_f) \right) \\
 &= \left( \left( \frac{1}{2} \cdot 1,6 \cdot 20 \cdot 20 \right) \cdot 2 + (50 - 1,6) \cdot 1 \cdot 1 \right) + \left( \left( \frac{1}{2} \cdot (50 + 1) \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} \cdot (50 + 1) \right) \right. \\
 &\quad \left. + (20 - 1) \cdot 1,6 \cdot (50 + 1 - 1,6) \right) \\
 &= 2483,71 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

❖ Kontrol luas penampang minimum profil baja:

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{228,4}{(70 \cdot 70)} \times 100\% = 4,7\% > 4\%$$

- Tulangan longitudinal  
 Jarak spasi tulangan =  $700 - (2 \cdot 50) - 2 \cdot 12 - 16 = 560 \text{ mm}$   
 Luas tulangan longitudinal ( $A_r$ ) =  $4 \cdot 1/2 \cdot \pi \cdot 16^2$   
 $= 804,25 \text{ mm}^2$   
 $A_r \text{ minimum} = 0,18 \cdot 560 = 100,8 \text{ mm}^2 < 804,25 \text{ mm}^2$



- Tulangan Lateral (Sengkang dipasang  $\emptyset 12 - 300mm$ )  
 Luasan tulangan sengkang =  $1/4 \cdot \pi \cdot 12^2$   
 $= 113,09mm^2$   
 Luas sengkang minimum =  $0,18 \cdot 300 = 54mm^2 < 113,09mm^2$   
 Luas penampang bersih ( $A_{cn}$ ) =  $(70 \cdot 70) - (228,4 + 8,04)$   
 $= 4663,56mm^2$
- Untuk baja yang diberi selubung beton:

$$C_1 = 0,7; C_2 = 0,6; C_3 = 0,2$$

$$f_{my} = f_y + C_1 \cdot f_{yr} \cdot \frac{A_s}{A_c} + C_2 \cdot f_c \cdot \frac{A_{cn}}{A_s}$$

$$= 250 + 0,7 \cdot 240 \cdot 8,04 \cdot \frac{1}{228,4} + 0,6 \cdot 25 \cdot \frac{4663,56}{228,4}$$

$$= 562,19 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,04 \cdot W^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 0,041 \cdot 2400^{1,5} \cdot \sqrt{25} = 24102,98 \text{ Mpa}$$

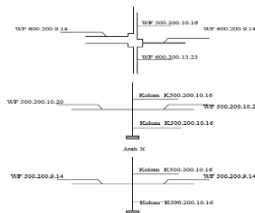
$$E_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$E_m = E_s + C_3 \cdot E_c \cdot \frac{A_{cn}}{A_s}$$

$$= 200000 + 0,2 \cdot 24102,98 \cdot \frac{4663,56}{228,4} = 298428,8 \text{ Mpa}$$

$$r_m = 0,3b = 0,3 \cdot 70 = 21 \text{ cm} > i_y \text{ (dipakai } r_m)$$

❖ Kuat Nominal Aksi Kolom Komposit



Gambar 4. 28 Skema kolom

Bagian dasar kolom diasumsikan jepit, sehingga nilai  $G_B = 1$

$$G_{Ax} = \frac{\Sigma(\frac{Ix}{L})_{kolom}}{\Sigma(\frac{Ix}{L})_{balok}} = \frac{2x(\frac{49940}{425})}{2x(\frac{47800}{950})} = 2,34$$

$$G_{Ay} = \frac{\Sigma(\frac{Iy}{L})_{kolom}}{\Sigma(\frac{Ix}{L})_{balok}} = \frac{2x(\frac{52189}{425})}{(\frac{41900}{950}) + (\frac{41900}{800})} = 2,54$$

Jenis rangka tidak berpengaku (unbraced frame),

sehingga dari nomogram didapatkan nilai  $K_{cx} = 1,52$  dan nilai

$$K_{cy} = 1,54 \rightarrow K_{cy} \text{ menentukan}$$

$$L_k = K_c \cdot L = 1,54 \cdot 425 = 654,5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_k}{r_m} = \frac{654,5}{21} = 31,17 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} = \frac{31,17}{\pi} \sqrt{\frac{654,5}{298428,8}} = 0,47$$

Karena nilai  $\lambda_c$   $0,25 < \lambda_c < 1,2$ , maka termasuk dalam

kategori kolom menengah, dimana :

$$c_o = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,47} = 1,11$$

$$f_{cr} = \frac{f_{my}}{c_o} = \frac{562,19}{1,11} = 506,63 \text{ Mpa}$$

$$P_n = A_s \cdot f_{cr} = 228,4 \text{ cm}^2 \cdot 506,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 1157153,26 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \cdot 1157153,26 \text{ Kg}$$

$$= 983580,27 \text{ Kg} > P_u \dots \dots \dots (OK)$$

Semua beban desain kolom ditopang oleh kolom

komposit (terdiri dari profil baja dan beton). Persyaratan luas

minimal penampang beton yang menahan beban desain kolom

adalah :

❖ Kemampuan profil baja menahan beban

$$\begin{aligned}\varphi Pns &= 0,85 \cdot A_s \cdot f_y \\ &= 0,85 \cdot 228,4 \cdot 2500 \\ &= 485350 \text{ Kg}\end{aligned}$$

❖ Kemampuan penampang beton menahan beban

$$\begin{aligned}\varphi Pnc &= \varphi Pn - \varphi Pns \\ &= 983580,27 \text{ Kg} - 485350 \text{ Kg} \\ &= 498230,27 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi untuk luas penampang beton

$$\varphi Pnc \leq 1,7 \cdot \varphi \cdot f_c' \cdot A_b$$

$$A_b \geq \frac{\varphi Pnc}{1,7 \cdot \varphi \cdot f_c'} = \frac{498.230,27}{1,70 \cdot 0,6250} = 1953,84 \dots \dots (OK)$$

❖ Kuat Nominal Komposit dan Aksial Kolom Komposit

- Luasan badan profil ( $A_w$ ) =  $(1.50) + ((50 + 10)10)$   
=  $101 \text{ cm}^2$
- $Crc = Crt = 350 - (50 + 12 + (1/2 \cdot 16))$   
=  $280 \text{ mm}$

$$Cr = (Crc + Crt) / 2$$

$$\begin{aligned}&= 280 \text{ mm} \\ h_1 = h_2 &= 700 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\varphi P_n} = \frac{595950,6}{983580,27} = 0,6 > 0,2$$

$$M_{nx} = Z_x \cdot f_y + 1/3 \cdot (h_2 - 2Cr) \cdot A_r \cdot f_{yr} + \left( \frac{h_2}{2} - \frac{A_w \cdot w_{jij}}{1,7 f_c' h_1} \right) A_w \cdot F_y$$

$$\begin{aligned}&= 2428,06 \times 2500 + 1/3 (70 - 2 \times 28) \times 8,04 \times 2400 \\ &+ \left( \frac{70}{2} - \frac{101 \times 2500}{1,7 \times 250 \times 70} \right) 101 \times 2500 \\ &= 12854730,77 \text{ Kgcm}\end{aligned}$$

$$M_{ny} = Z_y \cdot f_y + 1/3 \cdot (h_2 - 2Cr) \cdot A_r \cdot f_{yr} + \left( \frac{h_2}{2} - \frac{A_w \cdot f_{fi}}{1,7 \cdot f_c' \cdot j \eta_1} \right) A_w \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
&=2483,71 \times 2500 + 1/3(70-2 \times 28) \times 8,04 \times 2400 \\
&\quad + \left( \frac{70}{2} - \frac{101 \times 2500}{1,7 \times 250 \times 70} \right) 101 \times 2500 \\
&=12993755,77 \text{ Kgcm}
\end{aligned}$$

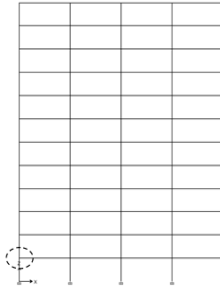
$$\begin{aligned}
\text{Untuk } \frac{P_u}{\phi P_n} > 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) &\leq 1 \\
0,6 + \frac{8}{9} \left( \frac{2261074,56}{0,85 \cdot 12854730,77} + \frac{2250329,3}{0,85 \cdot 12993755,77} \right) &= 0,965 \leq 1,0 \text{ OK}
\end{aligned}$$

Kesimpulan:

Kolom komposit digunakan profil K500.200.10.16

## 4.17 Desain Sambungan

### 4.17.1 Sambungan Antar Balok dengan Kolom



Gambar 4. 29 Sambungan balok kolom yang di analisa

Sambungan balok utama B-22 dengan kolom direncanakan dengan rigid connection dimana sambungan memikul beban geser  $P_u$  dan momen  $M_u$ . Penerimaan beban dianggap sebagai berikut :

Beban  $P_u$  diteruskan oleh sambungan pada badan secara tegak lurus ke flens kolom

Beban momen  $M_u$  diteruskan oleh sayap balok dengan baja  $T$  keflens kolom

$$V_u = 16319 \text{ Kg } (1,2D + 0,5L)$$

Sambungan kaku yang merupakan bagian dari Sistem Rangka Pemikul Beban Gempa mempunyai kuat lentur  $\mu$  yang besarnya paling tidak sama dengan:

$$\begin{aligned}\mu &= 1,1 \cdot R_y \cdot M_{p_{balok}} \\ &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot (2096 \cdot 2500) \text{ Kgcm} \\ &= 14265900 \text{ Kgcm}\end{aligned}$$

Momen lentur rencana sambungan berdasarkan kemampuan balok. Elemen- elemen sambungan:

Balok melintang menggunakan profil *WF* 500.200.10.16  
Kolom menggunakan profil *K500.200.10.16*

Gaya geser terfaktor  $V$  pada sambungan kaku harus diambil berdasarkan kombinasi pembebanan  $1, 2D + 0,5L$  ditambah gaya geser yang berasal dari  $\mu$  diatas (LRFD ps 15.9.2.2), sehingga besarnya:

$$\begin{aligned}V_{\text{tambah}} &= \frac{14265900 + 14265900}{950} = 30033,5 \text{ Kg} \\ V_{\text{total}} &= 16319 \text{ Kg} + 30033,5 \text{ Kg} \\ &= 46352,5 \text{ Kg}\end{aligned}$$

A. Sambungan geser pada badan balok

❖ Kuat geser baut

- Pada bidang geser baut tidak ada ulir ( $r_1 = 0,5$ )
- Mutu profil BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ Kg/cm}^2$ )
- Baut tipe A325,  $D = 25,4 \text{ mm}$

$$f_u^b = 825 \text{ Mpa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 5,07 \text{ cm}^2$$

$$V_{dg} = \phi f \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot 2Ab$$

$$= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 8250) \cdot 2 \cdot 5,07$$

$$= 31370,6 \text{ Kg}$$

❖ Kuat tumpu baut

$$V_{dt} = \phi f \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu$$

- (tebal pelat badan dipakai tebal badan balok  $tp = 10 \text{ mm}$ )

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 25,4 \text{ cm} \cdot 1,0 \text{ cm} \cdot 4100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 18745,2 \text{ Kg}$$

- $V_{dg} < V_{dt}$  (digunakan  $V_{dg} = 18745,2 \text{ Kg}$ )

$$n = \frac{V_u}{V_{dg}} = \frac{46352,5}{18745,2} = 2,47, \text{ dipasang 3 buah}$$

B. Sambungan geser pada sayap kolom

❖ Kuat geser baut

- Pada bidang geser baut tidak ada ulir ( $r_1 = 0,5$ )

- Mutu profil BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ Kg/cm}^2$ )

- Baut tipe A325,  $D = 25,4 \text{ mm}$

$$f_u^b = 825 \text{ Mpa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 5,07 \text{ cm}^2$$

$$V_{dg} = \phi f \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 8250 \text{ Kg/cm}^2) \cdot 5,07 \text{ cm}^2$$

$$= 15685,3 \text{ Kg}$$

❖ Kuat tumpu baut

$$V_{dt} = \phi f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_{ff}$$

- (tebal pelat badan dipakai tebal pelat siku  $t_p = 7 \text{ mm}$ )

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 25,4 \cdot 0,7 \cdot 4100$$

$$= 13121,64 \text{ Kg}$$

$$n = \frac{V_u}{V_{dt}} = \frac{46352,2}{13121,64} = 3,53, \text{ dipasang 4 buah pada 2 sisi, sehingga pada satu sisi menjadi 2 baut}$$

C. Kontrol siku penyambung

- Siku direncanakan menggunakan L70.70.7, BJ 41 dengan  $f_u = 4100 \text{ Kg/cm}^2$ .

- $\emptyset$ 1 lubang =  $25,4 \text{ mm} + 1,6 \text{ mm}$  (lubang dibuat dengan bor)

$$= 27 \text{ mm}$$

$$A_{nv} = L \cdot n_v \cdot t = (L - n \cdot \emptyset \text{1 lubang}) \cdot t$$

$$= (30 - 2 \cdot 27) \cdot 0,7$$

$$= 17,22 \text{ cm}^2$$

Siku ditinjau satu sisi sehingga gaya =  $1/2 \cdot Vu = 23176,25 \text{ Kg}$

$$\varphi Pn = \varphi(0,6 \cdot fu \cdot Anv)$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 4100 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 17,22 \text{ cm}^2$$

$$= 38125,08 \text{ Kg} > 23176,25 \text{ Kg Ok}$$

- D. Sambungan pada sayap profil *T* dengan sayap kolom
- Direncanakan menggunakan baut D25,4 mm, dengan data-data:

$$\varnothing \text{ lubang} = 25,4 \text{ mm} + 1,6 \text{ mm (lubang dibut dengan bor)}$$

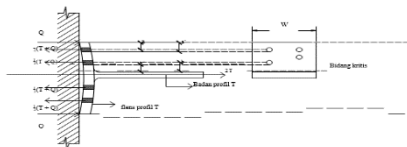
$$= 27 \text{ mm}$$

- $Ab = 5,07 \text{ cm}^2$
- Mutu baja profil BJ 50 ( $fu = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ )
- Mutu baut ( $fu = 8250 \text{ Kg/cm}^2$ )

Akibat gaya  $M_u$ , profil *T* akan mendapat gaya tarik sebesar:

$$2T = \frac{Mu}{d_{bolok}}$$

$$T = \frac{14265900}{2 \cdot 50} = 142659 \text{ Kg}$$



Gambar 4. 30 Gaya yang bekerja pada profil *T*

$B$  = Kekuatan rencana baut

$$\varphi Rn = 0,75 \cdot fub \cdot (0,75 \cdot Ab)n; n = \text{jumlah baut}$$

$$= 0,75 \cdot 8250 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 0,75 \cdot 5,07 \text{ cm}^2 \cdot 4$$

$$= 94111,88 \text{ Kg}$$

- Syarat,  $B > T$

- 94111,88 Kg < 142659 Kg (Tidak memenuhi syarat)  
Untuk mengatasinya kita dapat memakai potongan profil balok atau profil *T* yang dihubungkan ke bawah balok utama agar lengan momen kopel menjadi besar.
- Lengan kopel =  $\frac{14265900}{2.47055,94} = 151,58 \text{ cm}$
- Sehingga tinggi tambahan yang diperlukan menjadi,
- = 151,58 – 50 = 101,58 cm
- Dalam hal ini kita coba pakai profil *T* 600.200.12.20
- Maka,  $T = \frac{14265900}{2.(50+30,3)} = 88828,76 \text{ Kg}$
- Syarat,  $B > T$
- 94111,88 Kg > 88828,76 Kg (memenuhi syarat)
- Perhitungan sayap kolom dengan profil *T*
- Perhitungan tebal sayap *T* yang diperlukan :
- Direncanakan memakai profil *T* 400.400.20.35,  $r = 22\text{mm}$
- $a = 50 \text{ mm}$  (direncanakan)
- $b = \frac{400-20}{2} - (50 + 90) = 50\text{mm}$   
Menurut Kulak, Fisher dan Shrink:  $a \leq 1,25b$
- $50 < 1,25.50 = 62,5\text{mm} \dots \dots \dots (OK)$
- Koreksi untuk  $a$  dan  $b$
- $a' = a + 1/2. \phi_{\text{baut}} = 50 + 1/2.25,4 = 62,7 \text{ mm}$
- $b' = b - 1/2. \phi_{\text{baut}} = 50 - 1/2.25,4 = 37,5 \text{ mm}$

$$\beta = \left(\frac{B}{T}\right) \frac{a'}{b'} = \left(\frac{94111,88}{88828,76} - 1\right) \frac{62,7}{37,5} = 0,3 < 1$$

$$\delta = \left(\frac{w - \Sigma d}{w}\right) = \frac{200 - 2.26,6}{200} = 0,734$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta}{1-\beta}\right) = \frac{1}{0,734} \left(\frac{0,3}{1-0,3}\right) = 0,58 < 1, \text{ dipakai}$$

Nilai  $\alpha = 0,58$

$$Q = \tau \left(\frac{\alpha \delta}{1 + \alpha \delta}\right) \left(\frac{b^1}{a}\right)$$

$$= 88828,76 \text{ Kg} \left(\frac{0,58.0,734}{1 + 0,580,734}\right) \left(\frac{37,5}{62,7}\right)$$

$$= 12001 \text{ Kg}$$

- Gaya yang terjadi pada baut :



$$B \geq \frac{1}{2}(T + Q)$$

$$94111,88 \geq \frac{1}{2} (88828,7 + 12001)$$

$$94111,88 \text{ Kg} > 50414,85 \text{ Kg} \dots \dots \text{Ok}$$

Maka tebal perlu sayap profil *T*

$$t_f \geq \sqrt{\frac{4.T.b'}{\phi_w.f_y.(1+\alpha\delta)}}$$

$$- \geq \sqrt{\frac{488828,76 \text{Kg} \cdot 3,5}{0,920 \text{cm} \cdot 4100 \text{Kg/cm}^2 (1+0,58 \cdot 0,734)}}$$

$$- \geq 3,16 \text{ cm} = 31,6 \text{ mm}$$

- Sehingga, *t<sub>f</sub>* pada profil *T* 400.400.20.35 dapat dipakai

E. Sambungan pada badan profil *T* dengan sayap balok

❖ Kontrol Kekuatan Baut

➤ Kuat geser baut

• Pada bidang geser baut tidak ada ulir ( $r_1 = 0,5$ )

• Mutu profil BJ55 ( $f_u = 5500 \text{Kg/cm}^2$ )

• Baut tipe tumpu  $\phi_{\text{baut}} = 25,4 \text{ mm}$ ; BJ 55 ( $A_g = 5,07 \text{cm}^2$ )

$$V_{dg} = \phi f \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 8250 \text{Kg/cm}^2) \cdot 5,07 \text{cm}^2$$

$$= 15685,31 \text{ Kg}$$

➤ Kuat tumpu baut

$$V_{dt} = \phi f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_{ft}$$

• (tebal pelat badan dipakai tebal

sayap profil balok  $t_p = 12 \text{ mm}$ )

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,54 \text{cm} \cdot 1,2 \text{cm} \cdot 8250 \text{Kg/cm}^2$$

$$= 45262,8 \text{ Kg}$$

•  $V_{dg} < V_{dt}$  (digunakan  $V_{dg} = 15685,31 \text{ Kg}$ )

$$n = \frac{T}{V_{dg}}$$

$$- = \frac{88828,76}{15685,31} = 5,66 \text{buah} , \text{ sehingga dipasang } 6$$

- buah baut pada 2 sisi, sehingga pada 1 sisi menjadi 3 baut.

➤ Kekuatan badan profil *T*

- Dipakai baut  $\varnothing 25.4$  mm, BJ 55 dengan  $f_y = 4100 \text{Kg/cm}^2$  dan  $f_u = 8250 \text{Kg/cm}^2$

$$A_g = w \cdot t_w$$

$$= 20 \text{ cm} \cdot 4,5 \text{ cm}$$

$$= 90 \text{cm}^2$$

$$A_n = A_g - (\Sigma d' \cdot t_w)$$

$$= 90 \text{cm}^2 - (3,3,16 \text{ cm} \cdot 4,5 \text{ cm})$$

$$= 47,34 \text{cm}^2$$

- Terhadap leleh

$$2T \leq 0,9 \cdot A_g \cdot f_y$$

- $2.88828,76 \leq 0,9 \cdot 90 \cdot 4100$
- $177657,52 \text{ Kg} \leq 332100 \text{ Kg} \dots \dots \dots (\text{Ok})$
- Terhadap patah

$$2T \leq 0,9 \cdot A_n \cdot f_u$$

- $2.88828,76 \leq 0,9 \cdot 47,34 \cdot 8250$
- $177657,52 \text{ Kg} \leq 350712,45 \text{ Kg} \dots \dots \dots (\text{Ok})$

#### 4.17.2 Sambungan Kolom-Kolom

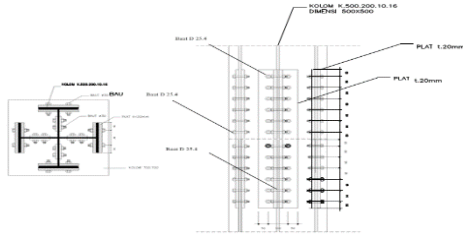
Sambungan kolom - kolom direncanakan pada lantai 1.

Gaya — gaya yang bekerja pada kolom lantai CIN.7 adalah sebagai berikut:

- $P_u = 595950,6 \text{ Kg}$

$$M_{u_x} = 1,5 \cdot f_y \cdot Z_x$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 1997,6 = 7491000 \text{ Kgcm}$$



Gambar 4. 31 Sambungan kolom-kolom

❖ Pembagian Beban Momen

$$\text{➤ } Mu_{\text{badan}} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profi}}}$$

$$\text{➤ } Mu = \frac{112 \cdot 1.50^3}{49940} 7491000 = 1562500 \text{ Kgcm}$$

$$\begin{aligned} Mu_{\text{sayap}} &= Mu - Mu_{\text{badan}} \\ &= 7491000 - 1562500 \\ &= 5928500 \text{ Kgcm} \end{aligned}$$

❖ Pembagian Beban Aksial

$$Pu_{\text{badan}} = \frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}}$$

$$\text{➤ } Pu = \frac{2 \cdot 1.50}{228,4} 595950,6 = 260920 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} Pu_{\text{sayap}} &= Pu - Pu_{\text{badan}} \\ &= 595950,6 - 260920 \\ &= 335026,52 \text{ Kg} \end{aligned}$$

❖ Kontrol Geser pada Sayap Kolom

Dipakai tebal pelat penyambung 16 mm

➤ Kuat geser baut

- Pada bidang geser tidak ada ulir ( $r_1 = 0,5$ )
- Mutu baja profil BJ 50 ( $f_{jj} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ )
- Baut tipe tumpu  $\phi_{\text{baut}} D25,4 \text{ mm}$ , ( $A_g = 5,07 \text{ cm}^2$ )

$$V_{dg} = \varphi \cdot r_1 \cdot f_{u_b} \cdot 2A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 2,5 \cdot 0,7 \text{ cm}^2$$

$$= 31989,37 \text{ Kg}$$

➤ Kuat tumpu baut

$$Vdt = \varphi f \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu$$

- (tebal plat dipakai tebal plat sayap  
Kolom  $tp = 16 \text{ mm}$ )  
 $= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,54 \cdot 1,6 \cdot 4100$   
 $= 29992,32 \text{ Kg}$

➤ Gaya kopel pada sayap

$$Tu = \frac{Mu_{sayap}}{d}$$

- $Tu = \frac{5928500}{20} = 296425 \text{ Kg}$   
Jumlah gaya total pada sayap =

$$T + \frac{Pu_{sayap}}{4}$$

$$= 296425 + \frac{335026,52}{4}$$

$$= 380181,63 \text{ Kg}$$

- $Vdg > Vdt$  (digunakan  $Vdg = 29992,32 \text{ Kg}$ )

$$n = \frac{Vu}{Vdg}$$

$$n = \frac{380181,63}{29992,32} = 11,67 \text{ buah} \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 buah agar simetris

- ❖ Kontrol Geser pada Badan Kolom
- Kuat geser baut
  - Pada bidang geser tidak ada ulir ( $r_1 = 0,5$ )
  - Mutu baja profil BJ 50 ( $f_{fi} = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ )
  - Baut tipe tumpu  $\varnothing_{baut} 25,4 \text{ mm}$ , ( $A_g = 5,07 \text{ cm}^2$ )

$$Vdg = \varphi f \cdot r_1 \cdot fu_b \cdot 2A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \text{ Kg/cm}^2 \cdot 2,5 \cdot 0,7 \text{ cm}^2$$

$$= 31370,63 \text{ Kg}$$

- Kuat tumpu baut

$$Vdt = \varphi f . 2,4 . db . tp . fu$$

- (tebal plat dipakai tebal plat badan Kolom  $tp = 10 \text{ mm}$ )  
 $= 0,75 . 2,4 . 2,54 . 1,0 . 5000$   
 $= 22860 \text{ Kg}$   
 Dipakai,  $Vdt = 22860 \text{ Kg}$
- Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan

$$Mu_{total} = Mu_{badan} + Pu . e$$

$$= 1562500 + 260920,1 . 9$$

$$= 2058248 \text{ Kgcm}$$

- Dicoba dengan baut sebanyak 12 buah

$$\text{Akibat } Pu \rightarrow KuV1 = \frac{Pu_{badan}}{n}$$

- $= \frac{260920}{12} = 20743,33 \text{ Kg}$

$$\text{Akibat } Vu \rightarrow KuH1 = \frac{Vu}{n}$$

- $= \frac{16667,15}{12} = 555,6 \text{ Kg}$

$$\Sigma(x^2 + y^2)$$

- $= 12(4,5)^2 + 4(4,5^2 + 13,5^2 + 22,5^2) = 3078 \text{ cm}^2$

$$KuV2 = \frac{Mu_{total} \cdot x}{\Sigma(x^2 + y^2)}$$

- $= \frac{2058248 \cdot 4,5}{3078} = 3009,14$

$$KuH2 = \frac{Mu_{total} \cdot y}{\Sigma(x^2 + y^2)}$$

- $= \frac{2058248 \cdot 22,5}{3078} = 14246,28$

$$Ku_{total} = \sqrt{(\Sigma KuV)^2 + (\Sigma KuH)^2}$$

$$= \sqrt{(2174333+3009,14)^2+(5556+15246.28)^2}$$

$$= 19030,426 \text{ Kg}$$

- $Ku_{total} < \phi Vn$   
19030,426 Kg < 22860 Kg... OK
- ❖ Kontrol jarak baut :
  - Jarak tepi minimum = 1,75 db = 1,75.2.54 = 4.445 cm
  - Jarak tepi maksimum = 12. tp = 12.1 = 12 cm
  - Jarak tepi maks = 20 cm
  - Dipasangjarak tepi baut = 5,5 cm
  - Jarak antar baut minimum = 3.db = 3.2.54 = 7.62 cm
  - Jarak antar baut maksimum = 15. tp = 15.1 = 15 cm
  - Jarak tepi maksimum = 20 cm
  - Dipasangjarak antarbaut = 9 cm

#### 4.17.3 Desain Base Plate

Perencanaan base plate dibawah ini menggunakan fixed plate dari catalog PT Gunung Garuda untuk profil K500.200.10.16 dengan data- data sebagai berikut:

- No.Part = BMK - 13
- H = 70 cm
- B = 70 cm
- $t_p = 46 \text{ mm} = 4,6 \text{ cm}$

Dari output Etabs pada CIN 7 (comb 1, 2D + 0,5L + E) lantai dasar adalah :

- Pu = 595950,6 Kg
- Vu = 16667, 15 Kg

$$\frac{Pu}{\phi Pn_{ko/om}} = \frac{595950,6}{983580,27} = 0,6 > 0,2$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} > 0,2 = \frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mux}{\phi Mn_x} + \frac{Muy}{\phi Mn_y} \right) \leq 1$$

$$- 0,6 + \frac{8}{9} \left( \frac{Mux}{0,85.12854730,77} + 0 \right) = 1,0$$

$$- Mux = 4916934,52 \text{ Kgcm}$$

## Sambungan Las pada End Plate

Direncanakan las dengan  $te = 1,7$  cm pada daerah yang diarsir pada profil K 500.200.10.16 sehingga didapat:

$$\begin{aligned}
 - A_{\text{las}} &= \{(2.45,8) + (2.46,8) + (4.20)\} \cdot 1,7 \text{ cm} = 530,4 \text{ cm}^2 \\
 &= 84732,504 \text{ cm}^4 \\
 - I_y &= [2 \cdot (\frac{1}{12} \cdot 2.458^3 + \frac{1}{12} \cdot 202^3 + 2 \cdot 20229^2)] + [2 \cdot (\frac{1}{12} \cdot 468 \cdot 2^3 + \frac{1}{12} \cdot 2.2 \\
 &\quad (f+2.201G))] = 84732,504 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{84732,504}{22,9} = 3700,11 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{x} = \frac{84732,504}{23,4} = 3621,05 \text{ cm}^3$$

$$f_{U_{\text{las}}} = \varphi \cdot 0,6 \cdot \Gamma_{E70xx}$$

$$= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1 = 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Akibat beban } P, f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{W_x}$$

$$\begin{aligned}
 - &= \frac{595950}{530,4} + \frac{4916934,52}{3700,11} \\
 &= 2452,45 \text{ Kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Akibat beban } Vu, f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{16667,15}{530,4} + \frac{4916934,52}{3621,05}$$

$$= 1389,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2}$$

$$= \sqrt{2452,45^2 + 1389,3^2}$$

$$= 2818,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{\text{total}}}{fu_{\text{as}}} = \frac{2818,63}{2214,45} \cdot 1 \text{ cm} = 1,27 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,27}{0,707} = 1,8 \text{ cm} (a_{\text{min}})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

$$\text{Tebal minimum} = t_{\text{plat}} = 46 \text{ mm}$$

$$a_{\text{eff max}} = 1,41 \cdot \frac{f_u}{f_{E70xx}} \cdot t_p$$

$$= 1,41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70,3} \cdot 4,6 = 5,4 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan  $a = 18 \text{ mm}$

### Perhitungan Base Plate

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{4916934,52}{595950,6} = 18,25 \text{ cm} > \frac{1}{6} H = 11,7 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ mm}$$

Direncanakan diameter baut: 28,6

$$h' \geq w_e + c_l$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 1,75 \cdot d_b = 1,75 \cdot 1,125 \cdot 2,86 = 6 \text{ cm}$$

$$c_l = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot d_b = 4,8 \text{ cm}$$

$$= \text{dipakai } c_l = w_e = 5 \text{ cm}$$

$$h' \geq 6 + 5 = 10 \text{ cm, dipakai } h' = 12 \text{ cm}$$

$$h = H - 0,5h' = 900 - 0,5 \cdot 120 = 840 \text{ mm} = 84 \text{ cm}$$

$$B = 900 \text{ mm} = 90 \text{ cm}$$

Dimensi beton:

- Panjang: 90 cm

- Lebar : 90 cm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{90 \times 90}{70 \times 70}} = 1,28$$

$$F_{cu} = 0,85 \cdot f_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85 \cdot 300 \cdot 1,28 = 290,7$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{P_u(2h-H) + 2M_u}{0,6f_c u B}}$$

$$= 84 - \sqrt{84^2 - \frac{595950,6(284-90) + 24916934,52}{0,6290,790}}$$

$$= 26,05 \text{ cm}$$

$$T_u = (0,6 \cdot f_c u \cdot B \cdot a) - P_u$$



$$\begin{aligned}
&=(0,6.290,7.90.26,05)-595950,6 \\
&=52596,29 \text{ Kg} \\
- \quad t &\geq 2,108 \sqrt{\frac{T_{ufh}-w_e}{i f B}} ; w_e = 0,5.h = 0,5.84 = 42 \\
&\text{mm} = 4,2 \text{ cm} \\
&\geq 2,108 \sqrt{\frac{52596,29(12-4,2)}{250090}} \\
&\geq 2,85 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Maka base plate dengan ukuran 90 x 90 cm dengan tp = 3 cm dapat digunakan sebagai alas kolom K500.200.10.16

### Perhitungan Baut Angkur

Dipakai baut angkur  $\varnothing 28,6$  mm

$$\begin{aligned}
\varphi Rn &= 0,75. fub. (0,5Ab) \\
&= 0,75.7250. (0,5.1/4. \pi. 2,86^2) \\
&= 14579 \text{ Kg} \\
\varphi Rn &\geq \frac{2T_u + C_v.V_u}{n} ; \text{dimana } C_v = 1,25 \\
14579 &\geq \frac{2.52596,29 + 1,25.16667,15}{n}
\end{aligned}$$

$n = 8,4$  diambil jumlah baut = 12 buah baut angkur 28,6 mm

### Panjang Angkur

$$\begin{aligned}
L &\geq \left[ \frac{2V + (4V^2 + 6d.f_c(M + V.5cm))^{1/2}}{d.f_c} \right] \\
&\geq \left[ \frac{2.16667,15 + (4.16667,15^2 + 6.50.25.4916934,52 + 16667,155)^{1/2}}{50250} \right] \\
&\geq 73,6 \text{ cm} \rightarrow \text{diambil } L = 120 \text{ cm}
\end{aligned}$$