

## BAB IV

### HASIL PEMBAHASAN

#### 4.1 Perencanaan Dimensi Balok dan Kolom

Dimensi balok dan kolom yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah dimensi yang sesuai eksistingnya.

##### 4.1.1 Dimensi Balok

Menurut SNI 2847 2013 pasal 21.5.1.3 halaman 186, lebar komponen,  $b_w$ , tidak boleh lebih dari 250 mm dan perbandingan antara lebar ( $b$ ) dan tinggi balok ( $h$ ) tidak boleh kurang dari 0,3.

##### a. Dimensi Balok (B1)

Dengan menggunakan rumus pendekatan perhitungan dimensi balok,

Bentang terpanjang = 8 meter

- Batas maksimum tinggi balok ( $h$ ):

$$h_{\max} = 1/10 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/10 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,8 \text{ meter}$$

- Batas minimum tinggi balok ( $h$ ):

$$h_{\max} = 1/15 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/15 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,533 \text{ meter}$$

Maka dipakai tinggi balok 0,8 meter

- Batas minimum lebar balok ( $b$ ):

$$h_{\max} = 1/2 \times h$$

$$h_{\max} = 1/2 \times 0,8 \text{ meter}$$

$$= 0,4 \text{ meter}$$

- Batas maksimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 2/3 \times h$$

$$h_{\max} = 2/3 \times 0,8 \text{ meter}$$

$$= 0,533 \text{ meter}$$

Maka dipakai lebar balok 0,4 meter

Maka dipakai balok ukuran  $0,4 / 0,8 = 0,5 > 0,3$  (OK)

#### **b. Dimensi Balok B2**

Dengan menggunakan rumus pendekatan perhitungan dimensi balok,

Bentang terpanjang = 8 meter

- Batas maksimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/10 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/10 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,8 \text{ meter}$$

- Batas minimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/15 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/15 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,533 \text{ meter}$$

Maka dipakai tinggi balok 0,9 meter

- Batas minimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 1/2 \times h$$

$$h_{\max} = 1/2 \times 0,9 \text{ meter}$$

$$= 0,45 \text{ meter}$$

- Batas maksimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 2/3 \times h$$

$$\begin{aligned} h_{\max} &= 2/3 \times 0,9 \text{ meter} \\ &= 0,6 \text{ meter} \end{aligned}$$

Maka dipakai lebar balok 0,7 meter

Maka dipakai balok ukuran  $0,7 / 0,9 = 0,778 > 0,3$  (OK)

### c. Dimensi Balok B3

Dengan menggunakan rumus pendekatan perhitungan dimensi balok,

Bentang terpanjang = 8 meter

- Batas maksimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/10 \times \text{Panjang bentang}$$

$$\begin{aligned} h_{\max} &= 1/10 \times 8 \text{ meter} \\ &= 0,8 \text{ meter} \end{aligned}$$

- Batas minimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/15 \times \text{Panjang bentang}$$

$$\begin{aligned} h_{\max} &= 1/15 \times 8 \text{ meter} \\ &= 0,533 \text{ meter} \end{aligned}$$

Maka dipakai tinggi balok 0,9 meter

- Batas minimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 2 \times h$$

$$\begin{aligned} h_{\max} &= 2 \times 0,9 \text{ meter} \\ &= 0,45 \text{ meter} \end{aligned}$$

- Batas maksimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 2/3 \times h$$

$$h_{\max} = 2/3 \times 0,9 \text{ meter}$$

$$= 0,6 \text{ meter}$$

Maka dipakai lebar balok 0,5 meter

Maka dipakai balok ukuran  $0,5 / 0,9 = 0,556 > 0,3$  (OK)

#### d. Dimensi Balok B4

Dengan menggunakan rumus pendekatan perhitungan dimensi balok,

Bentang terpanjang = 8 meter

- Batas maksimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/10 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/10 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,8 \text{ meter}$$

- Batas minimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/15 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/15 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,533 \text{ meter}$$

Maka dipakai tinggi balok 0,7 meter

- Batas minimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 1/2 \times h$$

$$h_{\max} = 1/2 \times 0,7 \text{ meter}$$

$$= 0,35 \text{ meter}$$

- Batas maksimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 2/3 \times h$$

$$h_{\max} = 2/3 \times 0,7 \text{ meter}$$

$$= 0,467 \text{ meter}$$
 Maka dipakai lebar balok 0,35 meter

Maka dipakai balok ukuran  $0,35 / 0,7 = 0,5 > 0,3$  (OK)

**e. Dimensi Balok B5**

Dengan menggunakan rumus pendekatan perhitungan dimensi balok,

Bentang terpanjang = 8 meter

- Batas maksimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/10 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/10 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,8 \text{ meter}$$

- Batas minimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/15 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/15 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,533 \text{ meter}$$

Maka dipakai tinggi balok 0,6 meter

- Batas minimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 1/2 \times h$$

$$h_{\max} = 1/2 \times 0,6 \text{ meter}$$

$$= 0,3 \text{ meter}$$

- Batas maksimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 2/3 \times h$$

$$h_{\max} = 2/3 \times 0,6 \text{ meter}$$

$$= 0,4 \text{ meter}$$

Maka dipakai lebar balok 0,35 meter

Maka dipakai balok ukuran  $0,3 / 0,6 = 0,5 > 0,3$  (OK)

**f. Dimensi Balok B6**

Dengan menggunakan rumus pendekatan perhitungan dimensi balok,

Bentang terpanjang = 8 meter

- Batas maksimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/10 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/10 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,8 \text{ meter}$$

- Batas minimum tinggi balok (h):

$$h_{\max} = 1/15 \times \text{Panjang bentang}$$

$$h_{\max} = 1/15 \times 8 \text{ meter}$$

$$= 0,533 \text{ meter}$$

Maka dipakai tinggi balok 0,6 meter

- Batas minimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 1/2 \times h$$

$$h_{\max} = 1/2 \times 0,6 \text{ meter}$$

$$= 0,3 \text{ meter}$$

- Batas maksimum lebar balok (b):

$$h_{\max} = 2/3 \times h$$

$$h_{\max} = 2/3 \times 0,6 \text{ meter}$$

$$= 0,4 \text{ meter}$$

Maka dipakai lebar balok 0,4 meter

Maka dipakai balok ukuran  $0,4 / 0,6 = 0,667 > 0,3$  (OK)

#### 4.1.2 Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847 2013 pasal 21.6.1.1 bahwa dimensi penampang terpendek, diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri, tidak boleh kurang dari 300 mm dan rasio penampang terpendek terhadap dimensi tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.

##### a. Dimensi Kolom K1

Dipakai kolom dengan ukuran 90/90 cm

Cek syarat:

- Penampang terpendek (b) kolom = 900 mm > 300 mm (OK)
- $90/90 = 1 > 0,4$  (OK)

**b. Dimensi Kolom K2**

Dipakai kolom dengan ukuran 80/80 cm

Cek syarat:

- Penampang terpendek (b) kolom = 800 mm > 300 mm (OK)
- $90/90 = 1 > 0,4$  (OK)

**c. Dimensi Kolom K3**

Dipakai kolom dengan ukuran 60/90 cm

Cek syarat:

- Penampang terpendek (b) kolom = 600 mm > 300 mm (OK)
- $60/90 = 0,667 > 0,4$  (OK)

**4.2 Perhitungan Pembebanan**

**4.2.1 Beban Mati (Dead Load)**

Berikut merupakan berat sendiri bahan bangunan dan berat komponen-komponen gedung yang digunakan, mengacu pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) tahun 1983:

**a. Berat sendiri bahan bangunan:**

- Volume beton bertulang = 2400 kg/m<sup>3</sup>

**b. Berat komponen-komponen gedung:**

- Spesi = 21 kg/m<sup>2</sup> (per cm tebal)
- Keramik = 24 kg/m<sup>2</sup> (per cm tebal)
- ME = 10 kg/m<sup>2</sup>
- Plafond & penggantung = 14 kg/m<sup>2</sup>
- Bata ringan = 82 kg/m<sup>2</sup>
- Berat partisi kaca = 7 kg/m<sup>2</sup>
- Berat kaca jendela 8 mm = 20 kg/m<sup>2</sup>

**c. Berat lainnya:**

- Berat air hujan = 1000 kg/m<sup>3</sup>

**4.2.1.1 Beban Mati Sendiri Struktur (Selfweight)**

Untuk berat sendiri struktur, meliputi balok, kolom dan pelat sudah dihitung dengan perintah selfweight pada program bantu ETABS 2016.

**4.2.1.2 Beban Mati Tambahan Pada Pelat Atap**

- Berat air hujan (tebal 5 cm) = 0,05 x 1000 kg/m<sup>3</sup>  
= 50 kg/m<sup>2</sup>

- Berat ME = 10 kg/m<sup>2</sup>

- Berat Plafond & penggantung = 14 kg/m<sup>2</sup>

- Berat spesi (tebal 5 cm) = 5 x 21 kg/m<sup>2</sup>  
= 105 kg/m<sup>2</sup>

- 50+10+14+105 = 179 kg/m<sup>2</sup>  
= 1,79 kN/m<sup>2</sup>

**4.2.1.3 Beban Mati Tambahan Pada Pelat Lantai**

- Berat spesi (tebal 3 cm) = 3 x 21 kg/m<sup>2</sup>  
= 63 kg/m<sup>2</sup>

- Keramik (tebal 1 cm) = 1 x 24 kg/m<sup>2</sup>  
= 24 kg/m<sup>2</sup>

- Berat plafond & penggantung = 14 kg/m<sup>2</sup>

- Berat ME = 10 kg/m<sup>2</sup>

- 63+24+14+10 = 111 kg/m<sup>2</sup>  
= 1,11 kN/m<sup>2</sup>

**4.2.1.4 Beban Mati Pada Balok (Akibat Beban Dinding)**

**1. Lantai 1 (Elevasi +5500)**

**Untuk Arah Memanjang (sumbu x)**

Grid B-B, O-O

- L dinding kotor = (tinggi lantai – h balok x bentang)  
= (5,5 m – 0,9 m x 8 m)  
= 36,8 m<sup>2</sup>

- L kaca = tinggi kaca x lebar kaca  
= 4,2 m x 2,65 m  
= 11,13 m<sup>2</sup>

- L dinding bersih = L dinding kotor – L kaca  
= 18,4 m<sup>2</sup> - 11,13 m<sup>2</sup>  
= 7,27 m<sup>2</sup>

- Berat dinding = Berat bata + berat jendela x h dinding  
= 82 kg/m<sup>2</sup> + 20 kg/m<sup>2</sup> x 4,6 m  
= 469 kg/m  
= 4,692 kN/m

Grid F-F, J-J,

- Berat dinding = berat kaca x (tinggi lantai – tinggi balok)  
= 7 kg/m<sup>2</sup> x (5,5 m – 0,9 m)  
= 32,2 kg/m  
= 0,32 kg/m

Grid P-P

- Berat dinding = berat jendela x (tinggi lantai – tinggi balok)  
= 20 kg/m<sup>2</sup> x (5,5 m – 0,9 m)  
= 92 kg/m  
= 0,92 kN/m

### **Untuk Arah Melintang (Sumbu y)**

Grid 1-1

- Berat dinding bata = (tinggi lantai – tinggi balok) x berat bata  
= (5,5 – 0,9) x 82 kg/m<sup>2</sup>  
= 377,2 kg/m  
= 3,77 kN/m

Grid 3-3, Grid 23-23

- L dinding kotor = (tinggi lantai – h balok x bentang)

$$\begin{aligned}
&= (5,5 \text{ m} - 0,9 \text{ m} \times 8 \text{ m}) \\
&= 36,8 \text{ m}^2 \\
\text{- L kaca} &= \text{tinggi kaca} \times \text{lebar kaca} \\
&= 4,2 \text{ m} \times 2,65 \text{ m} \\
&= 22,26 \text{ m}^2 \\
\text{- L dinding bersih} &= \text{L dinding kotor} - \text{L kaca} \\
&= 36,8 \text{ m}^2 - 22,26 \text{ m}^2 \\
&= 14,54 \text{ m}^2 \\
\text{- Berat dinding} &= \text{Berat bata} + \text{berat jendela} \times \text{h dinding} \\
&= 82 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 \times 4,7 \text{ m} \\
&= 479 \text{ kg/m} \\
&= 4,794 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

Grid 9-9, Grid 14-14, Grid 17-17

$$\begin{aligned}
\text{- Berat dinding partisi} &= \text{Berat kaca} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\
&= 7 \text{ kg/m}^2 \times (5,5 - 0,8) \\
&= 32,9 \text{ kg/m} = 0,33 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

## 2. Lantai 2

### Untuk Arah Memanjang (sumbu x)

Grid B-B, Grid O-O

$$\begin{aligned}
\text{- L dinding kotor} &= (\text{tinggi lantai} - \text{h balok} \times \text{bentang}) \\
&= (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m} \times 8 \text{ m}) \\
&= 25,6 \text{ m}^2 \\
\text{- L kaca} &= \text{tinggi kaca} \times \text{lebar kaca} \\
&= 2,95 \text{ m} \times 2 \text{ m} \\
&= 5,9 \text{ m}^2 \\
\text{- L dinding bersih} &= \text{L dinding kotor} - \text{L kaca} \\
&= 25,6 \text{ m}^2 - 5,9 \text{ m}^2 \\
&= 19,7 \text{ m}^2 \\
\text{- Berat dinding} &= \text{Berat bata} + \text{berat jendela} \times \text{h dinding} \\
&= 82 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 \times 3,2 \text{ m} \\
&= 326 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

$$= 3,264 \text{ kN/m}$$

Grid F-F, J-J,

- Berat dinding = berat kaca x (tinggi lantai – tinggi balok)  
=  $7 \text{ kg/m}^2 \times (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m})$   
=  $22,4 \text{ kg/m}$   
=  $0,22 \text{ kg/m}$

Grid O-O

- Berat dinding = berat bata x (tinggi lantai – tinggi balok)  
=  $82 \text{ kg/m}^2 \times (4 - 0,8)$   
=  $2,62 \text{ kg/m}$

Grid P-P

- Berat dinding = berat jendela x (tinggi lantai – tinggi balok)  
=  $20 \text{ kg/m}^2 \times (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m})$   
=  $64 \text{ kg/m}$   
=  $0,64 \text{ kN/m}$

### **Untuk Arah Melintang (Sumbu y)**

Grid 1-1

- Berat dinding bata = (tinggi lantai – tinggi balok) x berat bata  
=  $(5,5 - 0,8) \times 82 \text{ kg/m}^2$   
=  $262,4 \text{ kg/m}$   
=  $2,624 \text{ kN/m}$

Grid 3-3, Grid 23-23

L dinding kotor = (tinggi lantai – h balok x bentang)  
=  $(5,5 \text{ m} - 0,8 \text{ m} \times 8 \text{ m})$

$$= 25,6 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{L kaca} &= \text{tinggi kaca} \times \text{lebar kaca} \\ &= 2,95 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2 \\ &= 11,8 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{L dinding bersih} &= \text{L dinding kotor} - \text{L kaca} \\ &= 25,6 \text{ m}^2 - 11,8 \text{ m}^2 \\ &= 13,8 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= \text{Berat bata} + \text{berat jendela} \times \text{h dinding} \\ &= 82 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 \times 3,2 \text{ m} \\ &= 326 \text{ kg/m} \\ &= 3,264 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Grid 9-9, Grid 14-14, Grid 17-17

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding partisi} &= \text{Berat kaca} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\ &= 7 \text{ kg/m}^2 \times (4 - 0,8) \\ &= 22,4 \text{ kg/m} \\ &= 0,22 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### **3. Lantai 3**

#### **Untuk Arah Memanjang (sumbu x)**

Grid B-B, Grid O-O

$$\begin{aligned} \text{L dinding kotor} &= (\text{tinggi lantai} - \text{h balok} \times \text{bentang}) \\ &= (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m} \times 8 \text{ m}) \\ &= 25,6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{L kaca} &= \text{tinggi kaca} \times \text{lebar kaca} \\ &= 2,95 \text{ m} \times 2 \text{ m} \\ &= 5,9 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{L dinding bersih} &= \text{L dinding kotor} - \text{L kaca} \\
&= 25,6 \text{ m}^2 - 5,9 \text{ m}^2 \\
&= 19,7 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat dinding} &= \text{Berat bata} + \text{berat jendela} \times \text{h dinding} \\
&= 82 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 \times 3,2 \text{ m} \\
&= 326 \text{ kg/m} \\
&= 3,264 \text{ kN/m}
\end{aligned}$$

Grid F-F, J-J,

$$\begin{aligned}
\text{Berat dinding} &= \text{berat kaca} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\
&= 7 \text{ kg/m}^2 \times (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m}) \\
&= 22,4 \text{ kg/m} \\
&= 0,22 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Berat dinding} &= \text{berat bata} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\
&= 82 \text{ kg/m}^2 \times (4 - 0,8) \\
&= 2,62 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Grid O-O

$$\begin{aligned}
\text{Berat dinding} &= \text{berat bata} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\
&= 82 \text{ kg/m}^2 \times (4 - 0,8) \\
&= 2,62 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

Grid P-P

$$\begin{aligned}
\text{Berat dinding} &= \text{berat jendela} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\
&= 20 \text{ kg/m}^2 \times (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m}) \\
&= 64 \text{ kg/m}
\end{aligned}$$

$$= 0,64 \text{ kN/m}$$

### **Untuk Arah Melintang (Sumbu y)**

Grid 1-1, Grid 25-25

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding bata} &= (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \times \text{berat bata} \\ &= (5,5 - 0,8) \times 82 \text{ kg/m}^2 \\ &= 262,4 \text{ kg/m} \\ &= 2,624 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Grid 3-3, Grid 23-23

$$\begin{aligned} \text{L dinding kotor} &= (\text{tinggi lantai} - \text{h balok} \times \text{bentang}) \\ &= (5,5 \text{ m} - 0,8 \text{ m} \times 8 \text{ m}) \\ &= 25,6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{L kaca} &= \text{tinggi kaca} \times \text{lebar kaca} \\ &= 2,95 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2 \\ &= 11,8 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{L dinding bersih} &= \text{L dinding kotor} - \text{L kaca} \\ &= 25,6 \text{ m}^2 - 11,8 \text{ m}^2 \\ &= 13,8 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= \text{Berat bata} + \text{berat jendela} \times \text{h dinding} \\ &= 82 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 \times 3,2 \text{ m} \\ &= 326 \text{ kg/m} \\ &= 3,264 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Grid 9-9, Grid 14-14, Grid 17-17

$$\text{Berat dinding partisi} = \text{Berat kaca} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok})$$

$$= 7 \text{ kg/m}^2 \times (4 - 0,8)$$

$$= 22,4 \text{ kg/m}$$

$$= 0,22 \text{ kN/m}$$

#### **4. Lantai 4, Lantai 5, Lantai 6, Lantai 7**

##### **Untuk Arah Memanjang (sumbu x)**

Grid B-B, Grid O-O

$$\text{L dinding kotor} = (\text{tinggi lantai} - h \text{ balok} \times \text{bentang})$$

$$= (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m} \times 8 \text{ m})$$

$$= 25,6 \text{ m}^2$$

$$\text{L kaca} = \text{tinggi kaca} \times \text{lebar kaca}$$

$$= 2,95 \text{ m} \times 2 \text{ m}$$

$$= 5,9 \text{ m}^2$$

$$\text{L dinding bersih} = \text{L dinding kotor} - \text{L kaca}$$

$$= 25,6 \text{ m}^2 - 5,9 \text{ m}^2$$

$$= 19,7 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat dinding} = \text{Berat bata} + \text{berat jendela} \times h \text{ dinding}$$

$$= 82 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 \times 3,2 \text{ m}$$

$$= 326 \text{ kg/m}$$

$$= 3,264 \text{ kN/m}$$

Grid F-F, J-J,

$$\text{Berat dinding} = \text{berat kaca} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok})$$

$$= 7 \text{ kg/m}^2 \times (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m})$$

$$= 22,4 \text{ kg/m}$$

$$= 0,22 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat dinding} &= \text{berat bata} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\
 &= 82 \text{ kg/m}^2 \times (4 - 0,8) \\
 &= 2,62 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Grid O-O

$$\begin{aligned}
 \text{Berat dinding} &= \text{berat bata} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\
 &= 82 \text{ kg/m}^2 \times (4 - 0,8) \\
 &= 2,62 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Grid P-P

$$\begin{aligned}
 \text{Berat dinding} &= \text{berat jendela} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \\
 &= 20 \text{ kg/m}^2 \times (4 \text{ m} - 0,8 \text{ m}) \\
 &= 64 \text{ kg/m} \\
 &= 0,64 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### **Untuk Arah Melintang (Sumbu y)**

Grid 1-1, Grid 25-25

$$\begin{aligned}
 \text{Berat dinding bata} &= (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok}) \times \text{berat bata} \\
 &= (5,5 - 0,8) \times 82 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 262,4 \text{ kg/m} \\
 &= 2,624 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Grid 3-3, Grid 23-23

$$\begin{aligned}
 \text{L dinding kotor} &= (\text{tinggi lantai} - \text{h balok} \times \text{bentang}) \\
 &= (5,5 \text{ m} - 0,8 \text{ m} \times 8 \text{ m}) \\
 &= 25,6 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{L kaca} = \text{tinggi kaca} \times \text{lebar kaca}$$

$$= 2,95 \text{ m} \times 2 \text{ m} \times 2$$

$$= 11,8 \text{ m}^2$$

$$\text{L dinding bersih} = \text{L dinding kotor} - \text{L kaca}$$

$$= 25,6 \text{ m}^2 - 11,8 \text{ m}^2$$

$$= 13,8 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat dinding} = \text{Berat bata} + \text{berat jendela} \times \text{h dinding}$$

$$= 82 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 \times 3,2 \text{ m}$$

$$= 326 \text{ kg/m}$$

$$= 3,264 \text{ kN/m}$$

Grid 9-9, Grid 14-14, Grid 17-17

$$\text{Berat dinding partisi} = \text{Berat kaca} \times (\text{tinggi lantai} - \text{tinggi balok})$$

$$= 7 \text{ kg/m}^2 \times (4 - 0,8)$$

$$= 22,4 \text{ kg/m}$$

$$= 0,22 \text{ kN/m}$$

#### 4.2.1.5 Beban Lantai Ruang Mesin Lift

$$\text{Lebar pelat} = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pelat} = 3,2 \text{ m}$$

$$\text{L pelat} = 10,24$$

$$\text{Berat air hujan} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi tebal 5cm} = 105 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Kapasitas Lift} = 1000 \text{ kg}$$

$$\text{R1 (berat mesin penggerak, beban kereta)} = 5450 \text{ kg}$$

$$\text{R2 (berat bandul pemberat, perlengkapan)} = 4300 \text{ kg}$$

$$\text{Berat ruang mesin} = \frac{\text{kapasitas lift} + \text{R1} + \text{R2}}{\text{Luas pelat}}$$

$$= 1000 + 5450 + 4300$$

$$\frac{\quad}{10,24}$$

$$= 1050 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat total} = 50 \text{ kg/m}^2 + 105 \text{ kg/m}^2 + 1050 \text{ kg/m}^2$$

$$= 1205 \text{ kg/m}^2$$

$$= 12,05 \text{ kN/m}^2$$

## 4.2 Beban Hidup (*Live Load*)

### 4.2.2.1 Beban Hidup yang Bekerja

Berikut merupakan beban hidup yang digunakan dalam tugas akhir ini yang mengacu pada SNI 1727 2013 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain :

1. Ruang kantor	= 2,4 kN/m <sup>2</sup>
2. Ruang kuliah	= 1,92 kN/m <sup>2</sup>
3. Gudang	= 6 kN/m <sup>2</sup>
4. Perpustakaan	= 2,87 kN/m <sup>2</sup>
5. Koridor	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>
6. Tangga & bordes	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>
7. Balkon	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>
8. Laboratorium	= 2,87 kN/m <sup>2</sup>
9. Ruang arsip & komputer	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>
10. Ruang Pertemuan	= 4,79 kN/m <sup>2</sup>

### 4.2.2.2 Koefisien Reduksi Beban Hidup

Berhubung peluang untuk terjadinya beban hidup penuh yang membebani semua bagian dan semua unsur struktur pemikul secara serempak selama umur gedung tersebut adalah sangat kecil dan dianggap tidak efektif sepenuhnya, maka

beban hidup terbagi rata perlu dikalikan suatu koefisien reduksi untuk mereduksi sebagian nilai dari beban tersebut. Menurut PPUIG 1983 halaman 21, koefisien reduksi beban hidup adalah sebagai berikut :

No	PENGUNAAN GEDUNG	Koef. Reduksi	
		Untuk balok induk dan portal	Untuk peninjauan gempa
1	Rumah tinggal, asrama, hotel, dan RS	0,75	0,3
2	Sekolah, Ruang kuliah	0,9	0,5
3	Masjid, gereja, bioskop, dan restoran	0,9	0,5
4	Kantor dan bank	0,6	0,3
5	*Perumahan/penhunian	0,75	0,3
	*Pendidikan dan kantor	0,75	0,5
	*Pertemuan umum, perdagangan, industri, dan kendaraan	0,9	0,5

Tabel 4.1 Koefisien reduksi beban hidup

Karena Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan berfungsi sebagai ruang kuliah, maka koefisien reduksi yang digunakan dalam perencanaan portal balok dan kolom sebesar 0,9 dan untuk peninjauan beban gempa sebesar 0,5. Nilai 0,9 langsung dikalikan ke dalam kombinasi pembebanan untuk beban hidup (Live Load), sehingga pada program ETABS 2016 Pattern Live Load Factor diubah menjadi 1.

### 4.2.3 Beban Gempa

#### 1. Menentukan kategori resiko bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- bioskop</li> <li>- gedung pertemuan</li> <li>- stadion</li> <li>- fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- fasilitas penitipan anak</li> <li>- penjara</li> <li>- bangunan untuk orang jompo</li> </ul>	
<p>gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massa/terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- pusat pembangunan listrik biasa</li> <li>- fasilitas penangan air</li> <li>- fasilitas penanganan limbah</li> <li>- pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah</p>	III

kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk tetapi tidak batasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangka penyimpanan penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangka air pemadam kebakaran atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV</p>	IV

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 14-15)

Berdasarkan jenis pemanfaatan gedung, Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang termasuk dalam kategori risiko IV.

2. Menentukan faktor keutamaan gempa (Ie)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, Ie
I atau II	1,00
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 14-15)

Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang termasuk dalam kategori risiko IV, maka nilai faktor keutamaan gempa nya adalah 1,5.

3. Menentukan klasifikasi situs tanah

Berikut adalah perhitungan nilai N rata-rata dari 2 buah sampel uji Standard Penetration Test (SPT) pada Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang.

Menghitung rata-rata dengan rumus berikut :

$$N = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m n_i}$$

- **Sampel 1**

No	Kedalaman	Tebal	Nilai SPT/Ni	Ti/Ni
1	0	0	0	
2	2	2	6	0,333
3	4	2	4	0,5
4	6	2	4	0,5
5	8	2	24	0,083
6	10	2	60	0,033
7	12	2	15	0,133
8	14	2	18	0,111
9	16	2	28	0,071
10	18	2	40	0,05
11	20	2	14	0,143
12	22	2	16	0,125
13	24	2	38	0,053
14	26	2	51	0,039
15	28	2	60	0,033
16	30	2	60	0,033
	Σti	30	Σti/ni	2,242

Tabel 4.2 Rekapitulasi data uji SPT Sampel 1

$$N_i = \frac{30}{2,242}$$

$$= 13,38 \text{ blows/ft}$$

- **Sampel 2**

No	Kedalaman	Tebal	Nilai SPT/Ni	Ti/Ni
1	0	0	0	0
2	2	2	5	0,4
3	4	2	7	0,286
4	6	2	18	0,111
5	8	2	50	0,04
6	10	2	45	0,044
7	12	2	12	0,167
8	14	2	18	0,111
9	16	2	48	0,042
10	18	2	53	0,038
11	20	2	10	0,2
12	22	2	20	0,1
13	24	2	26	0,077
14	26	2	45	0,044
15	28	2	59	0,034
16	30	2	60	0,033
	$\Sigma ti$	30	$\Sigma ti/ni$	1,727

Tabel 4.3 Rekapitulasi data uji SPT Sampel 2

$$N_i = \frac{30}{1,727}$$

$$= 17,37$$

Sehingga,  $\frac{N_1+N_2}{2} = \frac{13,38+17,37}{2}$   
 $= 15,38 \text{ blows/ft}$

Dari perhitungan di atas didapat nilai N rata-rata = 15,38 > 15. Sehingga Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang masuk ke dalam kelas situs Tanah Sedang (SD).

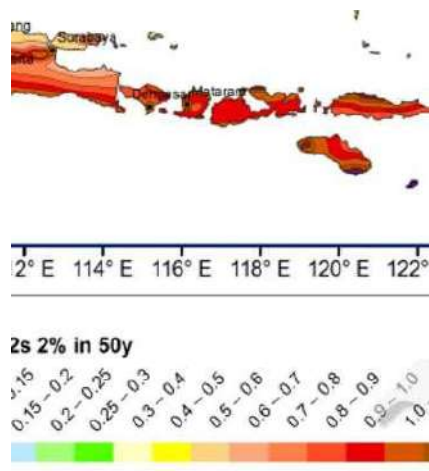
Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 17-18)

- Menentukan nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek ( $S_s$ ) dan parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik ( $S_1$ )

Nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek ( $S_s$ ) dan parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik ( $S_1$ ) ditentukan dari peta sumber dan bahaya gempa Indonesia yang terbaru tahun 2017 untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun

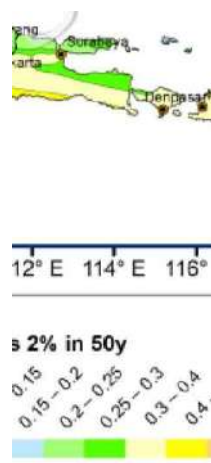


Gambar 4.1 Percepatan Spectrum Respon 0,2 Detik ( $S_s$ ) Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang (*Peta Gempa 2017*)

Dari peta percepatan spectrum respon 0,2 detik ( $S_s$ ) di atas, didapat nilai  $S_s$  sebesar :

$$S_s = 0,7 - 0,8$$

$$= 0,78$$



Gambar 4.2 Percepatan Spectrum Respon 1 Detik ( $S_1$ ) Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang (*Peta Gempa 2017*)

Dari percepatan spectrum 1 detik ( $S_1$ ) di atas, didapat nilai  $S_1$  sebesar :

$$S_1 = 0,3 - 0,4 = 0,33$$

5. Menghitung faktor amplifikasi periode pendek ( $F_a$ )

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN:**

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_s$  dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 22)

Dengan kelas situs tanah sedang ( $S_D$ ) dan nilai  $S_s$  sebesar 0,78. Maka dilakukan interpolasi linier dengan tujuan mendapatkan nilai  $F_a$  :

$$S_s = 0,75 \qquad F_a = 1,2$$

$$S_s = 0,78 \qquad F_a = ?$$

$$S_s = 1,0 \qquad F_a = 1,1$$

$$F_a = 1,2 + \frac{0,78-0,75}{1-0,75} \times 1,1 - 1,2$$

$$= 1,188$$

6. Menghitung faktor amplifikasi periode 1 detik ( $F_v$ )

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

**CATATAN :**

- (a) Untuk nilai-nilai antara  $S_1$  dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 22)

Dengan kelas situs tanah sedang ( $S_D$ ) dan nilai  $S_1$  sebesar 0,33. Maka dilakukan interpolasi linier dengan tujuan mendapatkan nilai  $F_v$ :

$$S_1 = 0,3 \qquad F_v = 1,8$$

$$S_1 = 0,33 \qquad F_v = ?$$

$$S_1 = 0,4 \qquad F_v = 1,6$$

$$\begin{aligned} F_a &= 1,8 + \frac{0,33-0,3}{0,4-0,3} \times 1,6 - 1,8 \\ &= 1,74 \end{aligned}$$

7. Menghitung percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) sesuai dengan SNI 1726 2012 pasal 6.2 halaman 21:

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,188 \times 0,78 \\ &= 0,927 \text{ g} \end{aligned}$$

8. Menghitung percepatan pada periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) sesuai dengan SNI 1726 2012 pasal 6.2 halaman 21:

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 1,74 \times 0,33 \\ &= 0,57 \text{ g} \end{aligned}$$

9. Menghitung percepatan desain periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) sesuai dengan SNI 1726 2012 pasal 6.3 halaman 22:

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 S_{MS} \\ &= 2/3 (0,92) \\ &= 0,618 \end{aligned}$$

10. Menghitung percepatan desain pada periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) sesuai dengan SNI 1726 2012 pasal 6.3 halaman 22:

$$\begin{aligned} S_{DS} &= 2/3 S_{M1} \\ &= 2/3 (0,57) \end{aligned}$$

$$= 0,38$$

11. Menentukan kategori desain seismik

- a. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek ( $S_{DS}$ )

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 24)

Ditinjau dari nilai  $S_{DS} = 0,618$  g, maka Gedung Faklutas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang masuk dalam kategori resiko D.

- b. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada perioda pendek ( $S_{D1}$ )

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 25)

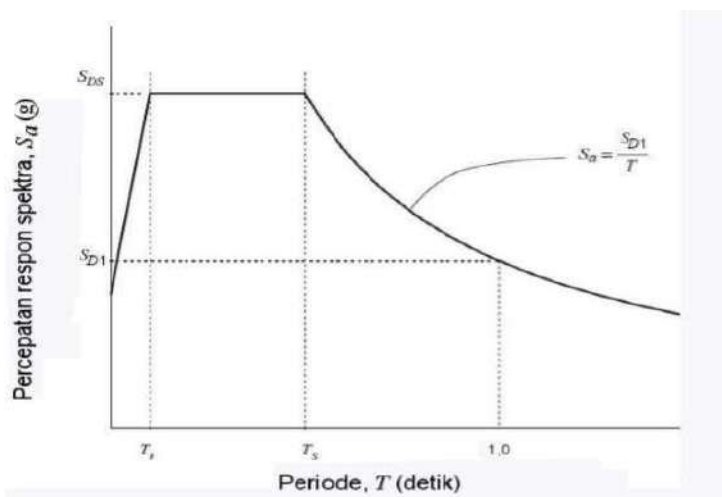
Ditinjau dari nilai  $S_{D1} = 0,38$  g, maka Gedung Faklutas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang masuk dalam kategori resiko D. Jadi, berdasarkan kategori desain seismik untuk Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang jika ditinjau dari nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  adalah D. Maka berdasarkan SNI 2847 2013 pasal 21 halaman 177, sistem struktur penahan gaya gempa yang digunakan adalah sistem rangka

pemikul momen khusus (SRPMK). Berikut merupakan rekapitulasi dari parameter yang dibutuhkan dalam perhitungan beban gempa :

Kategori resiko	IV
Faktor keutamaan gempa ( $I_e$ )	1,5
Kelas situs tanah	SD
Parameter percepatan batuan dasar pada periode pendek	0,780
Parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik ( $S_1$ )	0,33
Faktor amplifikasi periode pendek ( $F_a$ )	1,188
Faktor amplifikasi periode 1 detik ( $F_v$ )	1,740
Percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) g	0,927
Percepatan pada periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) g	0,574
Percepatan desain pada periode pendek ( $S_{DS}$ ) g	0,618
Percepatan desain pada periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) g	0,383
Kategori desain seismik (KDS)	D

Gambar 4.3 Rekapitulasi parameter perhitungan beban gempa

#### 4.2.3.1 Spektrum Respon Desain



(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 23)

1. Menghitung nilai periode  $T_0$  sesuai dengan SNI 1726 2012 pasal

6.4 halaman 23 :

$$\begin{aligned}
T_0 &= 0,2 \frac{SD1}{SDS} \\
&= 0,2 \frac{0,383}{0,618} \\
&= 0,124 \text{ detik}
\end{aligned}$$

2. Menghitung nilai periode  $T_s$  sesuai dengan SNI 1726 2012 pasal

6.4 halaman 23 :

$$\begin{aligned}
T_s &= \frac{SD1}{SDS} \\
&= \frac{0,383}{0,618} \\
&= 0,620 \text{ detik}
\end{aligned}$$

3. Menghitung nilai  $S_a$  sesuai dengan SNI 1726 2012 pasal 6.4

halaman 23 :

a. Untuk  $T < T_0$

$$S_a = S_{ds} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

b. Untuk  $T \geq T_0$

$$S_a = S_{DS}$$

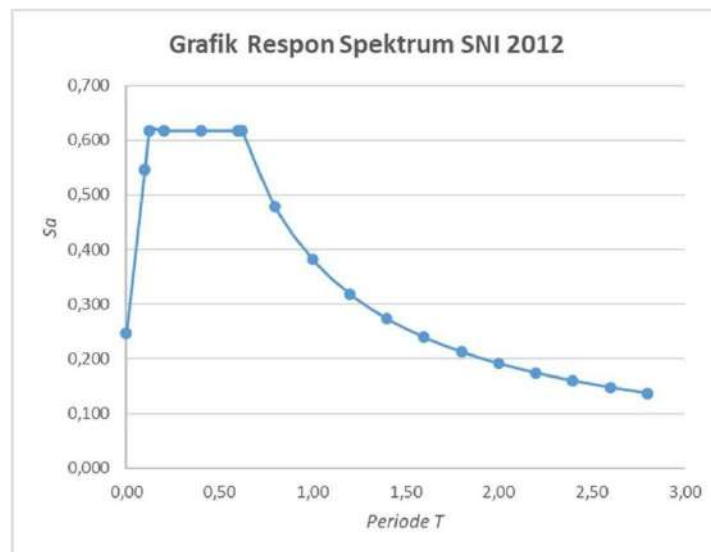
c. Untuk  $T \geq T_s$

$$S_a = \frac{SD1}{T}$$

Berikut hasil perhitungan respon spectrum rencana menggunakan microsoft excel dan didapat grafik respon spectrum rencana Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang :

T	Sa	T	Sa
(detik)	(g)	(detik)	(g)
0,00	0,247	1,20	0,319
0,10	0,546	1,40	0,273
<b>0,124</b>	<b>0,618</b>	1,60	0,239
0,20	0,618	1,80	0,213
0,40	0,618	2,00	0,191
0,60	0,618	2,20	0,174
<b>0,62</b>	<b>0,618</b>	2,40	0,160
0,800	0,479	2,60	0,147
1,00	0,383	2,80	0,137

Tabel 4.4 Rekapitulasi Perhitungan Respon Spektrum Rencana Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang



Gambar 4.4 Respon Spektrum Rencana Gedung Fakultas Ilmu Kelohragaan Universitas Negeri malang

#### 4.2.3.2 Periode Fundamental Struktur (T)

1. Menghitung perioda fundamnetal pendekatan ( $T_a$ )

Untuk struktur dengan ketinggian  $< 12$  tingkat dimana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m (SNI 1726 2012 pasal 7.8.2.1

halaman 56) :

$$T_a = 0,1 N \quad N = \text{jumlah tingkat}$$

$$= 0,1 \times 7$$

$$= 0,7 \text{ detik}$$

2. Menghitung perioda maksimum (Tmax)

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 56)

Ditinjau dari nilai  $SD1 = 0,383$  g dimana letaknya berada pada 0,3-0,4 g, maka nilai koefisien  $C_u$  yang didapat dari tabel diatas adalah 1,4

a. Arah X :

$$\begin{aligned} T_{max1} &= C_u.T_a \\ &= 1,4 \times 0,7 \\ &= 0,98 \text{ detik} \end{aligned}$$

b. Arah Y

$$\begin{aligned} T_{max2} &= C_u.T_a \\ &= 1,4 \times 0,7 \\ &= 0,98 \text{ detik} \end{aligned}$$

c. Waktu getar alami dari analisis ETABS :

$$T_{cx} = 1,474 \text{ detik (output ETABS mode 2)}$$

$$T_{cy} = 1,437 \text{ detik (output ETABS mode 1)}$$

Menurut SNI 1726 2012 pasal 7.8.2 halaman 55:

1. Jika  $T_c > C_u.T_a$ , maka  $T = C_u.T_a$

2. Jika  $T_a < T_c < C_u.T_a$ , maka  $T = T_c$
3. Jika  $T_c < T_a$ , maka  $T = T_a$

Kontrol :

$$T_{cx} = 1,474 \text{ detik} > T_{max} = 0,98 \text{ detik}$$

$$T_{cy} = 1,437 \text{ detik} > T_{max} = 0,98 \text{ detik}$$

Maka, digunakan :

$$T_x = 0,98 \text{ detik}$$

$$T_y = 0,98 \text{ detik}$$

#### 4.2.3.3 Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)

Kontrol:

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$

$$= \frac{0,383}{0,618}$$

$$= 0,620 \text{ detik}$$

$$3,5 T_s = 3,5 \times 0,62$$

$$= 2,169 \text{ detik}$$

$T_c < 3,5 T_s$ , maka gaya gempa dihitung dengan prosedur analisis lateral ekuivalen (ELF)

#### 4.2.3.3 Menghitung Gaya Geser Dasar Seismik / Base Shear (V)

1. Menentukan nilai faktor R, Cd

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^h$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
<b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	T1
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>7/2</sup>	T1 <sup>h</sup>	T1 <sup>i</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	T1 <sup>h</sup>	T1 <sup>h</sup>	T1 <sup>i</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber: SNI 1726 2012 Halaman 35-37)

Dari tabel di atas didapat nilai R, Cd,  $\Omega_0$  sebagai berikut :

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$Cd = 5,5$$

## 2. Menghitung koefisien respon seismik (Cs)

### a. Menghitung nilai

Cs min

$$Cs_{min} = 0,004 SDS I_e \geq 0,01$$

$$Cs_{min} = 0,044 \times 0,618 \times 1,5 \geq 0,01$$

$$Cs_{min} = 0,0408 \geq 0,01 \text{ (OK)}$$

### b. Menghitung nilai Cs

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{SDS}{(R/I_e)} \\ &= \frac{0,618}{(8/1,5)} \\ &= 0,116 \end{aligned}$$

### c. Menghitung nilai Cs maks

$$\begin{aligned} C_{smaks} &= \frac{SD1}{T \times (R/I_e)} \\ C_{sx maks} &= \frac{0,383}{0,98 \times (8/1,5)} \\ &= 0,073 \\ C_{sy maks} &= \frac{0,383}{0,98 \times (8/1,5)} \\ &= 0,073 \end{aligned}$$

Dimana syarat yang berlaku adalah :

$$(C_s = 0,044 \text{ SDS } I_e \geq 0,01) < C_s = \frac{\text{SDS}}{(R/I_e)} < C_s = \frac{\text{SD1}}{T_x (R/I_e)}$$

Kontrol :

$$C_{smin} < C_{sx} \text{ maks} < C_s \quad 0,0408 < 0,073 < 0,116$$

$$C_{smin} < C_{sy} \text{ maks} < C_s \quad 0,0408 < 0,073 < 0,116$$

Maka, nilai  $C_s$  yang dipakai adalah :

$$C_{sx} = 0,073$$

$$C_{sy} = 0,073$$

### 3. Menghitung nilai gaya dasar seismik/Base Shear (V)

a. Berat seismik efektif struktur (w) bisa didapat dari hasil output program bantu ETABS 2016 (Centers Mass and Rigidity):

$$\text{Lantai 1} = 1350739,4 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai 2} = 1602497,5 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai 3} = 1278047,6 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai 4} = 1164366,8 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai 5} = 1135608,2 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai 6} = 1170593,6 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai 7} = 1131299,4 \text{ kg}$$

$$\text{Lantai RL} = 160617,6 \text{ kg}$$

$$\text{Atap} = 121964,6 \text{ kg}$$

---


$$\text{Berat total (W)} = 9115735 \text{ kg}$$

b. Gaya dasar seismik/Base Shear (V)

$$V = C_s \times W_t$$

$$\begin{aligned} V_x &= C_{sx} \times W_t \\ &= 0,073 \times 89425,356 \text{ kN} \\ &= 6528,051 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= C_{sy} \times W_t \\ &= 0,073 \times 89425,356 \text{ kN} \\ &= 6528,051 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.3.3.2 Menghitung Gaya Gempa Lateral (Fx)

$$F_x = C_{vx} \times V$$

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Keterangan:

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral desain total atau geser dasar struktur

$w_i, w_x$  = Bagian berat seismik efektif total struktur (w) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkay i atau x

$h_i, h_x$  = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x

k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang (k=1)
- Untuk struktur dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih (k=2)
- Untuk struktur dengan perioda sebesar 0,5-2,5 detik, k harus sebesar 2 atau dilakukan interpolasi linier antara 1 dan 2

1. Nilai perioda struktur yang digunakan

Dari perhitungan sebelumnya, didapatkan nilai perioda struktur untuk arah X dan Y adalah sebagai berikut:

$$T_x = 0,98 \text{ detik}$$

$$T_y = 0,98 \text{ detik}$$

2. Menentukan nilai eksponen (k)

Perioda struktur arah X dan Y adalah 0,98 detik, yang berada di antara 0 – 2,5 detik. Sehingga, perlu dilakukan interpolasi untuk mendapatkan nilai eksponennya :

a. Nilai eksponen untuk arah x ( $k_x$ )

$$T_x = 0,5 \quad k_x = 1$$

$$T_x = 0,98 \quad k_x = ?$$

$$T_x = 2,5 \quad k_x = 2$$

$$K_x = 1 + \frac{0,98-0,5}{2,5-0,5} \times 2-1$$
$$= 1,24$$

b. Nilai eksponen untuk arah y ( $k_y$ )

$$T_y = 0,5 \quad k_y = 1$$

$$T_y = 0,98 \quad k_y = ?$$

$$T_y = 2,5 \quad k_y = 2$$

$$K_y = 1 + \frac{0,98-0,5}{2,5-0,5} \times 2-1$$
$$= 1,24$$

Dari interpolasi diatas, nilai eksponen arah x ( $k_x$ ) dan arah y ( $k_y$ ) adalah sebesar :

$$K_x = 1,24$$

$$K_y = 1,24$$

### 3. Gaya Gempa Lateral (Fx)

Dari hasil perhitungan sebelumnya didapat nilai gaya geser dasar seismik  $V_x$  dan  $V_y$ , yaitu :

$$V_x = 6528,051 \text{ kN}$$

$$V_y = 6528,051 \text{ kN}$$

Lantai	Tinggi (hi)	Berat (Wi)	$h_i^{K_x}$	$h_i^{K_y}$	$W_i \times h_i^{K_x}$	$W_i \times h_i^{K_y}$
	m	kN	m	m	kNm	kNm
Atap	37,75	13250,7531	90,24	90,24	1195687,22	1195687,22
Lantai R	34,0	15720,5007	79,26	79,26	1245948,90	1245948,90
Lantai 7	29,0	12537,6469	65,07	65,07	815810,99	815810,99
Lantai 6	25,0	11422,4382	54,13	54,13	618307,38	618307,38
Lantai 5	21,0	11140,3163	43,61	43,61	485790,98	485790,98
Lantai 4	17,0	11483,5231	33,55	33,55	385329,10	385329,10
Lantai 3	13,0	11098,0472	24,06	24,06	267015,41	267015,41
Lantai 2	9,0	1575,65866	15,25	15,25	24028,29	24028,29
Lantai 1	3,50	1196,47224	4,73	4,73	5656,49	5656,49
<b>TOTAL</b>		89425,3564			5043574,76	5043574,76

Tabel 4.5 Rekapitulasi gaya gempa lateral

Lantai	$C_{v_x}$	$C_{v_y}$	$V_x$	$V_y$	$F_x$	$F_y$
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Atap	0,2371	0,2371	6528,05	6528,05	<b>1547,614</b>	<b>1547,614</b>
Lantai R	0,2470	0,2470	6528,05	6528,05	<b>1612,669</b>	<b>1612,669</b>
Lantai 7	0,1618	0,1618	6528,05	6528,05	<b>1055,929</b>	<b>1055,929</b>
Lantai 6	0,1226	0,1226	6528,05	6528,05	<b>800,294</b>	<b>800,294</b>
Lantai 5	0,0963	0,0963	6528,05	6528,05	<b>628,774</b>	<b>628,774</b>
Lantai 4	0,0764	0,0764	6528,05	6528,05	<b>498,743</b>	<b>498,743</b>
Lantai 3	0,0529	0,0529	6528,05	6528,05	<b>345,606</b>	<b>345,606</b>
Lantai 2	0,0048	0,0048	6528,05	6528,05	<b>31,101</b>	<b>31,101</b>
Lantai 1	0,0011	0,0011	6528,05	6528,05	<b>7,321</b>	<b>7,321</b>
<b>TOTAL</b>					<b>6528,051</b>	<b>6528,051</b>

### a. Lantai 1

Gaya gempa arah X (Fx) :

$$\begin{aligned} - W_i \times h_i^{kx} &= 1196,472 \times 3,5^{1,24} \\ &= 5656,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - C_{vx} &= \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \\ &= \frac{5656,49}{5043574,76} \\ &= 0,001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - F_x &= C_{vx} \times V_x \\ &= 0,001 \times 6528,051 \\ &= 7,321 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya gempa arah y (Fy):

$$\begin{aligned} - W_i \times h_i^{ky} &= 1196,472 \times 3,5^{1,24} \\ &= 5656,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - C_{vy} &= \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \\ &= \frac{5656,49}{5043574,76} \\ &= 0,001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - F_y &= C_{vy} \times V_x \\ &= 0,001 \times 6528,051 \\ &= 7,321 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.2.3.4 Kombinasi Pembebanan

Pengaruh beban gempa vertikal,  $E_v$  :

1.  $E_v = 0,2 \text{ SDS}$
2.  $\text{SDS} = 0,618$
3.  $\Omega_0 = 3$

Catatan : koefisien reduksi untuk beban hidup (*Live Load*) peninjauan saat ada gempa diizinkan sebesar 0,5 dan untuk peninjauan tanpa gempa koefisien reduksi untuk beban hidup (*Live Load*) sebesar 0,9 (PPIUG 1983 halaman 21) dimana Gedung Fakultas Ilmu Keolahragaan Universitas Negeri Malang merupakan sebuah gedung perkuliahan. Sehingga, berikut kombinasi beban yang digunakan :

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L$   
 $1,2D + 1,6(0,9)L$   
 $1,2D + 1,44L$
3.  $1,2D + L(0,5) + 0,3 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}) + 1 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS})$   
 $1,232D + 0,5L + 0,9Q_{Ex} + 3Q_{Ey}$
4.  $1,2D + L(0,5) - 0,3 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}) + 1 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS})$   
 $1,22D + 0,5L - 0,9Q_{Ex} + 3Q_{Ey}$
5.  $1,2D + L(0,5) + 0,3 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}) - 1 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS})$   
 $1,18D + 0,5L + 0,9Q_{Ex} - 3Q_{Ey}$
6.  $1,2D + L(0,5) - 0,3 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}) - 1 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS})$   
 $1,17D + 0,5L - 0,9Q_{Ex} - 3Q_{Ey}$
7.  $1,2D + L(0,5) + 1 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}) + 0,3 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS})$   
 $1,23D + 0,5L + 3Q_{Ex} + 0,9Q_{Ey}$
8.  $1,2D + L(0,5) - 1 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}) + 0,3 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS})$   
 $1,18D + 0,5L - 3Q_{Ex} + 0,9Q_{Ey}$
9.  $1,2D + L(0,5) + 1 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}) - 0,3 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS})$   
 $1,22D + 0,5L + 3Q_{Ex} - 0,9Q_{Ey}$
10.  $1,2D + L(0,5) - 1 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}) - 0,3 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS})$   
 $1,17D + 0,5L - 3Q_{Ex} - 0,9Q_{Ey}$

$$11. 0,9D + L(0,5) + 0,3 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}D) + 1 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS}D)$$

$$0,87D + 0,5L + 0,9Q_{Ex} + 3Q_{Ey}$$

$$12. 0,9D + L(0,5) - 0,3 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}D) + 1 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS}D)$$

$$0,88D + 0,5L - 0,9Q_{Ex} + 3Q_{Ey}$$

$$13. 0,9D + L(0,5) + 0,3 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}D) - 1 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS}D)$$

$$0,92D + 0,5L + 0,9Q_{Ex} - 3Q_{Ey}$$

$$14. 0,9D + L(0,5) - 0,3 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}D) - 1 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS}D)$$

$$0,93D + 0,5L - 0,9Q_{Ex} - 3Q_{Ey}$$

$$15. 0,9D + L(0,5) + 1 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}D) + 0,3 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS}D)$$

$$0,87D + 0,5L + 3Q_{Ex} + 0,9Q_{Ey}$$

$$16. 0,9D + L(0,5) - 1 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}D) + 0,3 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS}D)$$

$$0,92D + 0,5L - 3Q_{Ex} + 0,9Q_{Ey}$$

$$17. 0,9D + L(0,5) + 1 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}D) - 0,3 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS}D)$$

$$0,88D + 0,5L + 3Q_{Ex} - 0,9Q_{Ey}$$

$$18. 0,9D + L(0,5) - 1 (3Q_{Ex} + 0,2S_{DS}D) - 0,3 (3 Q_{Ey} + 0,2S_{DS}D)$$

$$0,93D + 0,5L - 3Q_{Ex} - 0,9Q_{Ey}$$

### 4.3 Kontrol Perilaku Struktur

#### 4.3.1 Eksentrisitas

Tabel 4.6 Center of Mass and Rigidity

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kg	kg	m	m	kg	kg	m	m	m	m
Lantai 1	D1	1350739,4	1350739,4	34,9704	17,971	1350739,36	1350739,36	34,9704	17,9713	34,991	18,5383
Lantai 2	D2	1602497,5	1602497,5	34,975	18,166	1602497,52	1602497,52	34,975	18,1659	34,9993	18,5523
Lantai 3	D3	1278047,6	1278047,6	34,9686	18,208	1278047,59	1278047,59	34,9686	18,2079	35,0028	18,5483
Lantai 4	D4	1164366,8	1164366,8	34,9655	18,962	1164366,79	1164366,79	34,9655	18,9618	35,0069	18,6285
Lantai 5	D5	1135608,2	1135608,2	34,9873	19,016	1135608,19	1135608,19	34,9873	19,0157	35,0324	18,7339
Lantai 6	D6	1170593,6	1170593,6	35,0123	18,608	1170593,59	1170593,59	35,0123	18,6075	35,0932	18,8024
Lantai 7	D7	1131299,4	1131299,4	34,9645	18,843	1131299,41	1131299,41	34,9645	18,843	35,1111	18,8393
Lantai RL	D8	160617,6	160617,6	34,9867	29,42	160617,6	160617,6	34,9867	29,4202	34,9855	24,4906
Kuda-kuda	D9	121964,55	121964,55	35	26,149	121964,55	121964,55	35	26,1489	34,9571	25,3216

(output ETABS 2016: Display – Show Tables – Analysis – Results Structure Results – Center Mass and Rigidity)

Keterangan :

CM = *Center of Mass* (Pusat

Massa) CR = *Center of Rotation*

(Pusat Rotasi) Ukuran Gedung:

Lebar gedung (B) = 28 m

Panjang gedung (L) = 70 m

Tabel 4.7 Perhitungan eksentrisitas rencana (ed)

Story	Pusat Masa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas (e)		ed = 1,5e+0,05b		ed = e-0,05b	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Lantai 1	34,9704	17,9713	34,991	18,5383	-0,0206	-0,567	1,3691	0,5495	-1,4206	-1,967
Lantai 2	34,975	18,1659	34,9993	18,5523	-0,0243	-0,3864	1,36355	0,8204	-1,4243	-1,7864
Lantai 3	34,9686	18,2079	35,0028	18,5483	-0,0342	-0,3404	1,3487	0,8894	-1,4342	-1,7404
Lantai 4	34,9655	18,9618	35,0069	18,6285	-0,0414	0,3333	1,3379	1,89995	-1,4414	-1,0667
Lantai 5	34,9873	19,0157	35,0324	18,7339	-0,0451	0,2818	1,33235	1,8227	-1,4451	-1,1182
Lantai 6	35,0123	18,6075	35,0932	18,8024	-0,0809	-0,1949	1,27865	1,10765	-1,4809	-1,5949
Lantai 7	34,9645	18,843	35,1111	18,8393	-0,1466	0,0037	1,1801	1,40555	-1,5466	-1,3963
Lantai RL	34,9867	29,4202	34,9855	24,4906	0,0012	4,9296	1,4018	8,7944	-1,3988	3,5296
Kuda-kuda	35	26,1489	34,9571	25,3216	0,0429	0,8273	1,46435	2,64095	-1,3571	-0,5727

Keterangan :

e = Eksentrisitas teoritis ed = Eksentrisitas Rencana

Contoh perhitungan:

$$\begin{aligned}
 e &= \text{pusat massa } x - \text{pusat rotasi } x \\
 &= 34,9704 \text{ m} - 34,991 \text{ m} \\
 &= -0,0206 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{edx} &= 1,5e + 0,05b \\
 &= 1,5(-0,0206) + 0,05(28) \\
 &= 1,3691 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.8 Koordinat pusat massa baru

Story	Pusat Masa		Pusat Rotasi		ed = 1,5e+0,05b		Koordinat pusat massa	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Lantai 1	34,9704	17,9713	34,991	18,5383	1,3691	0,5495	33,6013	17,4218
Lantai 2	34,975	18,1659	34,9993	18,5523	1,3636	0,8204	33,61145	17,3455
Lantai 3	34,9686	18,2079	35,0028	18,5483	1,3487	0,8894	33,6199	17,3185
Lantai 4	34,9655	18,9618	35,0069	18,6285	1,3379	1,89995	33,6276	17,06185
Lantai 5	34,9873	19,0157	35,0324	18,7339	1,3323	1,8227	33,65495	17,193
Lantai 6	35,0123	18,6075	35,0932	18,8024	1,2787	1,10765	33,73365	17,49985
Lantai 7	34,9645	18,843	35,1111	18,8393	1,1801	1,40555	33,7844	17,43745
Lantai RL	34,9867	29,4202	34,9855	24,4906	1,4018	8,7944	33,5849	20,6258
Kuda-kuda	35	26,1489	34,9571	25,3216	1,4644	2,64095	33,53565	23,50795

### 4.3.2 Kontrol Nilai Base Shear (Gaya Geser Dasar)

**Tabel 4.10 Base Shear (Gaya Geser Dasar)**

Tipe Gempa		F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
Statik	EQ X	6527,772	6527,77
	EQ Y	6527,772	6527,77
Dinamik	RSPY	2,1425	0,8145
	RSPX	0,6507	2,6914

*(Sumber output ETABS 2016: Display – Show Tables  
– Analysis – Results – Reactions – Base Reactions)*

Dari hasil diatas, maka syarat SNI 1726 2012 pasal 7.9.4.1 halaman 62, yaitu  $V_{dinamis} \geq 0,85 V_{statis}$  (tidak terpenuhi), dengan demikian dapat disimpulkan bahwa konfigurasi bangunan adalah menggunakan gempa statis (EQX dan EQY).

### 4.3.3 Kontrol Partisipasi Massa

**Tabel 4.11 Modal Participating Mass Ratio**

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	1,345	0,0001	0,7244	0
Modal	2	1,274	0,2917	0,0005	0
Modal	3	1,215	0,4496	0,0001	0
Modal	4	0,492	0,000001838	0,1236	0
Modal	5	0,458	0,0409	1,369E-05	0
Modal	6	0,439	0,0724	0	0
Modal	7	0,313	0	0,0166	0
Modal	8	0,287	0,0018	0,0172	0
Modal	9	0,283	0,0344	0,0015	0
Modal	10	0,276	0,0024	0,0006	0
Modal	11	0,264	0,000006425	0,0028	0
Modal	12	0,259	0,0002	0,0054	0
Modal	13	0,238	0,0003	0,0001	0
Modal	14	0,226	0,0004	3,672E-05	0
Modal	15	0,219	0,0003	9,237E-06	0
Modal	16	0,215	0,0001	0,0003	0
Modal	17	0,214	0,0001	0,0002	0
Modal	18	0,191	0	3,299E-05	0
Modal	19	0,187	0,0002	1,374E-05	0
Modal	20	0,187	0,0013	1,522E-06	0
Modal	21	0,186	0,0019	0,0001	0
Modal	22	0,185	0,0005	1,046E-06	0
Modal	23	0,182	0	0,007	0
Modal	24	0,18	0,0017	0,0024	0
<b>Total</b>			<b>0,900308</b>	<b>0,902909</b>	

*(Sumber Output Etabs 2016 : Display – Show Tables – Analysis – Results – Modal Results – Modal Participating Mass Ratios)*

Dari tabel diatas, dapat disimpulkan bahwa partisipasi masa telah terpenuhi pada mode 24 dan meemnuhi syarat partisi massa sesuai SNI 1726 2012 pasal 7.9.1 halaman 61.

### 4.3.4 Kontrol Simpangan Akibat Gempa Statis

#### 4.3.4.1 Kontrol Kinerja Batas Layan Akibat Gempa Statis (EX, EY)

Pada SNI Gempa 1726 2002 pasal 8.1.2 halaman 35 disebutkan bahwa simpangan antar tingkat yang diizinkan tidak boleh melampaui  $0,03/R \times$  tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm. Diambil yg terkecil

Tabel 4.12 Simpangan Akibat Gempa Statis (EX dan EY)

Lantai	Ketinggian (mm)	Statis X (EX)		Statis Y (EY)	
		X	Y	X	Y
Kuda	2000	82,566	100,619	82,566	100,619
RL	5000	77,693	98,314	77,693	98,314
7	4000	60,027	80,898	60,027	80,898
6	4000	50,463	67,100	50,463	67,100
5	4000	40,252	53,100	40,252	53,100
4	4000	29,651	38,834	29,651	38,834
3	4000	19,600	25,983	19,600	25,983
2	4000	12,177	15,740	12,177	15,740
1	5500	2,751	3,429	2,751	3,429
Basement	3500	0,000	0,000	0,000	0,000

*(Sumber Output ETABS: Display – Story Response Plot –  
Case Combo – Ex & EY)*

a. Akibat EX

Tabel 4.13 Simpangan Akibat EX (Simpangan arah x dan y)  
Untuk Kontrol Batas Layan

Lantai	Ketinggian (mm)	Simpangan (mm)		$\Delta_s$		Batas izin (mm)	Cek
		X	Y	X	Y		
Kuda	2000	82,566	100,619	4,873	2,305	7,5	Ok
RL	5000	77,693	98,314	17,666	17,416	18,75	Ok
7	4000	60,027	80,898	9,564	13,798	15	Ok
6	4000	50,463	67,100	10,211	14,000	15	Ok
5	4000	40,252	53,100	10,601	14,266	15	Ok
4	4000	29,651	38,834	10,051	12,851	15	Ok
3	4000	19,600	25,983	7,423	10,243	15	Ok
2	4000	12,177	15,740	9,426	12,311	15	Ok
1	5500	2,751	3,429	2,751	3,429	20,625	Ok
Basement	3500	0,000	0,000	0,000	0,000	13,125	Ok

Berikut merupakan contoh perhitungannya :

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta_s$ )

$\Delta_s$  = simpangan di lantai yang bersangkutan – simpangan lantai di bawahnya

$$= 2,751 \text{ mm} - 0 \text{ mm}$$

$$= 2,751 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpangan yang diizinkan} &= 0,03/R \times \text{tinggi tingkat yang bersangkutan} \\ &= 0,03/8 \times 5500 \text{ mm} \\ &= 20,625 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas,  $\Delta s = 2,751 \text{ mm} < \text{simpangan yang diizinkan} = 20,625 \text{ mm}$   
(AMAN)

**b. Akibat EY**

Tabel 4.14 Simpangan Akibat EX (simpangan arah x dan y)  
untuk dikontrol Batas Layan

Lantai	Ketinggian (mm)	Simpangan (mm)		$\Delta S$		Batas izin (mm)	Cek
		X	Y	X	Y		
Kuda	2000	82,566	100,619	4,873	2,305	7,5	Ok
RL	5000	77,693	98,314	17,666	17,416	18,75	Ok
7	4000	60,027	80,898	9,564	13,798	15	Ok
6	4000	50,463	67,100	10,211	14,000	15	Ok
5	4000	40,252	53,100	10,601	14,266	15	Ok
4	4000	29,651	38,834	10,051	12,851	15	Ok
3	4000	19,600	25,983	7,423	10,243	15	Ok
2	4000	12,177	15,740	9,426	12,311	15	Ok
1	5500	2,751	3,429	2,751	3,429	20,625	Ok
Basement	3500	0,000	0,000	0,000	0,000	13,125	Ok

**4.3.4.2 Kontrol Kinerja Batas Ultimit Akibat Gempa Statis (EX, EY)**

Sesuai dengan SNI 1726 2002 pasal 8.2 halaman 35-36, simpangan dan simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali  $\xi = 0,7 \times R$  (untuk gedung beraturan). Dalam pasal 8.2.2 disebutkan bahwa dalam segala hal simpangan antar tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung untuk batas ultimit tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

a. Akibat EX (simpangan arah x)

Tabel 4.15 Simpangan Akibat EX (simpangan arah x)  
Untuk Kontrol Batas Ultimit

Lantai	Ketinggian (mm)	Simpangan	Simpangan	Faktor	$\Delta S \times \xi$	Batas izin (mm)	Cek
		X	antar tingkat	Pengali			
Kuda	2000	82,566	4,873	5,600	27,289	40	Ok
RL	5000	77,693	17,666	5,600	98,930	100	Ok
7	4000	60,027	9,564	5,600	53,558	80	Ok
6	4000	50,463	10,211	5,600	57,182	80	Ok
5	4000	40,252	10,601	5,600	59,366	80	Ok
4	4000	29,651	10,051	5,600	56,286	80	Ok
3	4000	19,600	7,423	5,600	41,569	80	Ok
2	4000	12,177	9,426	5,600	52,786	80	Ok
1	5500	2,751	2,751	5,600	15,406	110	Ok
Basement	3500	0,000	0,000	0,000	0,000	13,125	Ok

Berikut merupakan contoh perhitungan :

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta s$ )

$\Delta s$  = simpangan di lantai yang bersangkutan – simpangan lantai dibawahnya

$$= 2,751 \text{ mm} - 0 \text{ mm}$$

$$= 2,751 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor pengali } (\xi) = 0,7 \times R$$

$$= 0,7 \times 8$$

$$= 5,6$$

$$\Delta s \times \text{Faktor pengali } (\xi) = 2,751 \text{ mm} \times 5,6$$

$$= 15,506 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpangan yang diizinkan} &= 0,02 \times \text{tinggi tingkat yang bersangkutan} \\ &= 0,02 \times 5500 \text{ mm} \\ &= 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas,  $\Delta s \times \text{Faktor pengali } (\xi) = 15,506 \text{ mm} <$   
simpangan yang diizinkan = 110 mm (AMAN)

**b. Akibat EX (simpangan arah y)**

Tabel 4.16 Simpangan Akibat EX (simpangan arah y)

Untuk Kontrol Batas Ultimit

Lantai	Ketinggian (mm)	Simpangan	Simpangan	Faktor	$\Delta S \times \xi$	Batas izin (mm)	Cek
		Y	antar tingkat	Pengali			
Kuda	2000	100,619	2,305	5,600	12,908	40	Ok
RL	5000	98,314	17,416	5,600	97,530	100	Ok
7	4000	80,898	13,798	5,600	77,269	80	Ok
6	4000	67,100	14,000	5,600	78,400	80	Ok
5	4000	53,100	14,266	5,600	79,890	80	Ok
4	4000	38,834	12,851	5,600	71,966	80	Ok
3	4000	25,983	10,243	5,600	57,361	80	Ok
2	4000	15,740	12,311	5,600	68,942	80	Ok
1	5500	3,429	3,429	5,600	19,202	110	Ok
Basement	3500	0,000	0,000	0,000	0,000	13,125	Ok

**c. Akibat EY (simpangan arah x)**

Tabel 4.17 Simpangan Akibat EY (simpangan arah x)

Untuk Kontrol Batas Ultimit

Lantai	Ketinggian (mm)	Simpangan	Simpangan	Faktor	$\Delta S \times \xi$	Batas izin (mm)	Cek
		X	antar tingka	Pengali			
Kuda	2000	82,566	4,873	5,600	27,289	40	Ok
RL	5000	77,693	17,666	5,600	98,930	100	Ok
7	4000	60,027	9,564	5,600	53,558	80	Ok
6	4000	50,463	10,211	5,600	57,182	80	Ok
5	4000	40,252	10,601	5,600	59,366	80	Ok
4	4000	29,651	10,051	5,600	56,286	80	Ok
3	4000	19,600	7,423	5,600	41,569	80	Ok
2	4000	12,177	9,426	5,600	52,786	80	Ok
1	5500	2,751	2,751	5,600	15,406	110	Ok
Basement	3500	0,000	0,000	0,000	0,000	13,125	Ok

**d. Akibat EY (simpangan arah y)**

Tabel 4.18 Simpangan Akibat EY (simpangan arah Y)

Untuk Kontrol Batas Ultimit

Lantai	Ketinggian (mm)	Simpangan	Simpangan	Faktor	$\Delta S \times \xi$	Batas izin (mm)	Cek
		Y	antar tingka	Pengali			
Kuda	2000	100,619	2,305	5,600	12,908	40	Ok
RL	5000	98,314	17,416	5,600	97,530	100	Ok
7	4000	80,898	13,798	5,600	77,269	80	Ok
6	4000	67,100	14,000	5,600	78,400	80	Ok
5	4000	53,100	14,266	5,600	79,890	80	Ok
4	4000	38,834	12,851	5,600	71,966	80	Ok
3	4000	25,983	10,243	5,600	57,361	80	Ok
2	4000	15,740	12,311	5,600	68,942	80	Ok
1	5500	3,429	3,429	5,600	19,202	110	Ok
Basement	3500	0,000	0,000	0,000	0,000	13,125	Ok

## 4.4 Perhitungan Pondasi

### 4.4.1 Perencanaan Pondasi Tipe I

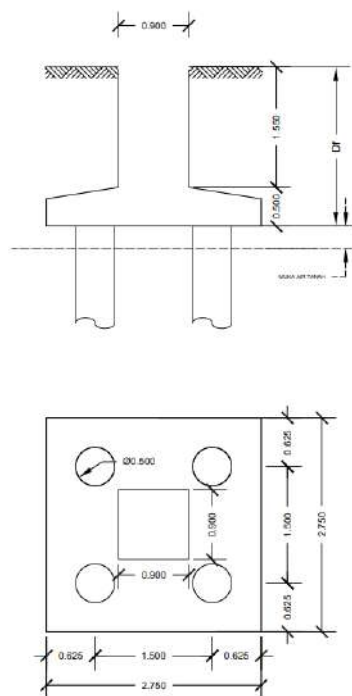
#### a. Perhitungan Pondasi Telapak

- Data Perencanaan:

Berdasarkan output analisa ETABS diambil 3 contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tipe.

Tabel 4.9 Output analisa ETABS

Tipe	Klasifikasi Beban	Fy	Fx	Fz	Momen X	Momen Y
		(kg)	(kg)	(kg)	(kgm)	(kgm)
1	Berat	388,69	285,43	561718	690,21	568,79
2	Sedang	-6734	-1695,6	383934	8463,61	-1582,51
3	Ringan	-1559,8	-6134,3	185282	29126,16	-34109,97



Gambar 4.5 Rencana pondasi telapak setempat

#### b. Perhitungan beban (joint 41)

- Berat sendiri pondasi

$$\begin{aligned}
 q1 &= (B \times L \times \text{tebal}) \times B_j. \text{ Beton} \\
 &= (2,75 \times 2,75 \times 0,5) \times 2400 \\
 &= 9075 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q2 &= (B \times L \times (Df\text{-tebal})) - (\text{bkolom} \times \text{hkolom} \times (Df\text{-tebal})) \times B_j.\text{tanah} \\
 &= (2,75 \times 2,75 \times (1,6-0,5)) - (0,9 \times 0,9) \times (1,6-0,5) \times 1880 \\
 &= 8,31875 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban total ( $\Sigma V$ )

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= P_u = F_y + q1 + q2 \\
 &= 5611718 + 9075 + 8,31875 \\
 &= 584757,17 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan tegangan yang terjadi ( $\sigma_{maks}$ )

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{V}{A} \pm \frac{M}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z} \\
 &= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)} \\
 &= \frac{584757,17}{2,75 \times 2,75} + \frac{690,21}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} + \frac{568,79}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\
 &= \mathbf{77686,4898 \text{ kg/m}^2 = 77,6864898 \text{ t/m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_2 &= \frac{584757,17}{2,75 \times 2,75} + \frac{690,21}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} - \frac{568,79}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\
 &= \mathbf{77358 \text{ kg/m}^2 = 77,358 \text{ t/m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_3 &= \frac{584757,17}{2,75 \times 2,75} - \frac{690,21}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} + \frac{568,79}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\
 &= \mathbf{76960 \text{ kg/m}^2 = 76,960 \text{ t/m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_4 &= \frac{584757,17}{2,75 \times 2,75} - \frac{690,21}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} - \frac{568,79}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\
 &= \mathbf{76960 \text{ kg/m}^2 = 76,960 \text{ t/m}^2}
 \end{aligned}$$

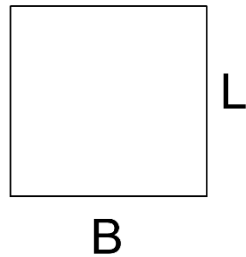
Diambil nilai terbesar, maka  $\sigma_{maks} = 77,358 \text{ t/m}^2$

d. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzagh

- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

$$\begin{aligned} \phi &= 19 \quad N_c \quad N_q \quad N_\gamma \\ \gamma &= 1,65 \quad 5,70 \quad 1,00 \quad 0 \\ c &= 0,25 = 2,5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- Pondasi telapak ukuran 2,75 x 2,75



$$\begin{aligned} Q_u &= 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3.c.N_c + (\gamma.D_f).N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma \\ &= 1,3 \times 2,5 \times 5,7 + (1,65 \times 1,6) \times 1 + 0,4 \times 1,65 \times 2,75 \times 0 \\ &= 21,165 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto ( $q_{un}$ )

$$\begin{aligned} q_{un} &= q_u - (D_f \times \gamma) \\ &= 21,165 - (1,6 \times 1,65) \\ &= 18,525 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- Daya Dukung aman yang diijinkan ( $q_s$ )

$$\begin{aligned} q_s &= \frac{q_{un}}{SF} + (D_f \times \gamma) \\ &= \frac{18,525}{3} + (1,6 \times 1,65) \\ &= 8,815 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu  $77,6864898 \text{ t/m}^2 > q_s = 8,815 \text{ t/m}^2$ , daya dukungnya tidak aman. Maka pondasi telapak setempat perlu digabung dengan pondasi tiang bor (borepile) untuk menambah daya dukungnya.

#### 4.4.1.1 Beban yang Dilimpahkan ke Tiang Bor

Daya dukung ijin pondasi gabungan (qijin gab.) diperoleh dari daya dukung pondasi gabungan yang terdiri dari daya dukung telapak setempat dan tiang bor (qgab) dibagi dengan angka keamanan (SF).

1. Tegangan yang diberikan ke tiang bor (*borepile*) adalah :

$$\begin{aligned} \text{qtiang bor} &= \sigma \text{ maks} - q_s \\ &= 77,6864898 - 8,815 \\ &= 68,8714898 \frac{t}{m^2} \end{aligned}$$

Karena hasil yang diperoleh untuk merencanakan tiang bor dalam bentuk tegangan, maka perlu dikalikan dengan luasan tegangan yang terjadi. Jadi beban yang dilimpahkan ke tiang bor adalah :

$$\begin{aligned} \text{Ptiang bor} &= \frac{68,8714898+77,3582924+76,9600345+76,9600345}{4} \times 2,75 \times 2,75 \\ &= 515,7648518 \text{ ton} \end{aligned}$$

#### 4.4.1.2 Perencanaan Pondasi Tiang Bor Diameter 50

- a. Data Perencanaan:

- Gaya vertikal (Fz)	= 561,71801 ton
- Momen arah X (Mx)	= 0,69021 ton.m
- Momen arah Y (My)	= 0,56879 ton.m
- Diameter tiang (D)	= 0,5 m
- Kedalaman tiang (H)	= 26,00 m
- Tebal pilecap (Hp) / Telapak setempat	= 1,6 m
- Panjang tiang bor (Lf)	= 24,40 m
- Luas penampang tiang bor (Ap)	= $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$ = 0,25 x 3,14 x 0,25 = 0,19625 m <sup>2</sup>
- Keliling tiang (P)	= 2 x π x r = 2 x 3,14 x 0,25 = 1,57 m <sup>2</sup>
- Luas selimut tiang (As)	= P x Lf = 1,57 x 26,00 = 40,820 m <sup>2</sup>

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat borepile sendiri (Q)} &= A_p \times L_f \times B_j. \text{ Beton} \\
 &= 0,19625 \times 26,00 \times 2,4 \\
 &= 12,246 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Beban bagian tiang bor

$$\begin{aligned}
 P_{\text{total}} &= P_{\text{tiang bor}} + Q \\
 &= 515,760 + 12,246 \\
 &= 12246 \text{ kg} \\
 &= 12,246 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan daya dukung aksial

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tipe bor yaitu:

$$Q_u = K \times N_b \times A_p + 0,1 \times N_s \times A_s - Q$$

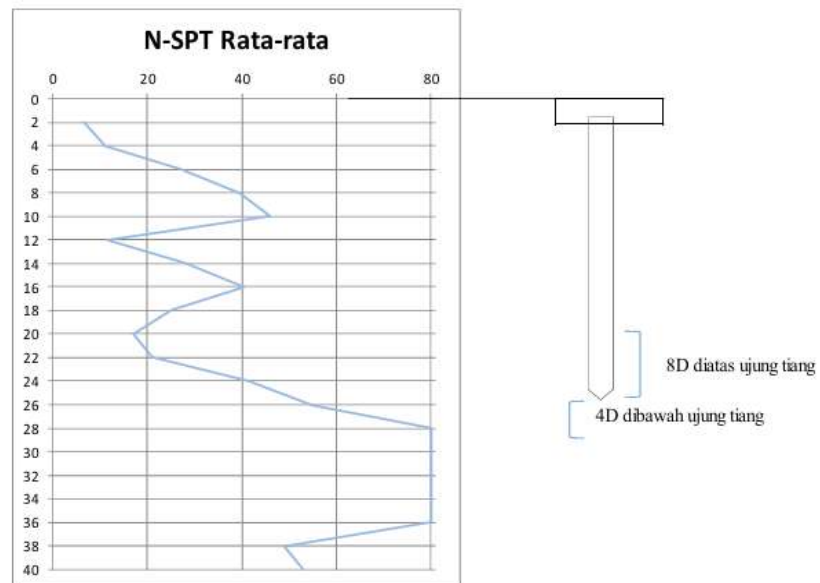
Maka dilakukan perhitungan berikut:

a) Menghitung  $Q_u$

Nilai  $N_{spt}$  pada tanah sekitar ujung tiang dihitung rata-rata antara  $*D$  diatas dasar tiang hingga  $4D$  dibawah dasar tiang, yaitu:

$$\begin{aligned}
 - 8D \text{ diatas ujung tiang} &= L_f - 8D \\
 &= 24,4 - 8 (0,5) \\
 &= 20,4 \text{ m} \\
 - 4D \text{ dibawah ujung tiang} &= L_f + 4D \\
 &= 24,40 + 4 (0,5) \\
 &= 26,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 4.6 Rencana pondasi tipe 1 dan grafik SPT

Berikut ini adalah tabel dari kedalaman 22m sampai 28m

Tabel 4.10 Nilai SPT kedalaman 22 sampai 28 m (Data borlog)

Kedalaman (m)	SPT
22,00	21,00
24,00	41,50
26,00	55,00
28,00	80,00
Σ SPT	197,50

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{\sum N_{Spt}}{4} \\
 &= \frac{197,50}{4} \\
 &= 49,375 \text{ blows/ft}
 \end{aligned}$$

Sementara nilai  $N_s$  di dapat dari nilai rata-rata uji SPT disepanjang tiang dapat dilihat pada kedalaman 26 m yaitu sebagai berikut:

Tabel 4.11 Nilai SPT kedalaman 26 meter (data borlog)

Tabel 4.12 Nilai SPT kedalaman 26 meter (data borlog)

Kedalaman (m)	SPT
2,00	7
4,00	11
6,00	27
8,00	40
10,00	46
12,00	12
14,00	28
16,00	41
18,00	25
20,00	17
22,00	21
24,00	42
26,00	55
$\Sigma$ SPT	370

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{\Sigma N \text{ Spt}}{13} \\
 &= \frac{370}{13} \\
 &= 28,46153846 \text{ blows/ft}
 \end{aligned}$$

Maka, didapat nilai  $Q_u$  :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= K \times N_b \times A_p + 0,1 \times N_s \times A_s - Q \\
 &= 25 \times 49,375 \times 0,19625 + 0,1 \times 28,46153846 \times 40,82 - 12,246 \\
 &= 242,2460938 + 116,18 - 12,246 \\
 &= 346,1800938 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b) Menghitung daya dukung ijin

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dahulu akan ditentukan faktor keamanan sesuai tabel berikut :

Tabel 4.13 Nilai faktor keamanan pondasi tipe 1

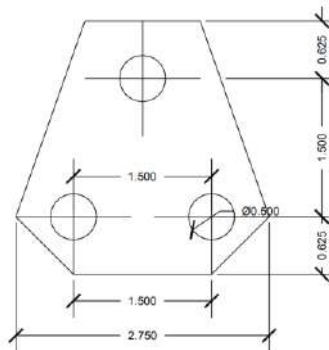
Klasifikasi struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{2,5} \\
 &= \frac{346,1800938}{2,5} \\
 &= 196,6111 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b) Menentukan jumlah tiang kelompok

Sehingga dapat dicari jumlah tiang bor (n) yaitu :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{F_z}{Q_a} \\
 &= \frac{561,71801}{196,6111} \\
 &= 2,857000495 \\
 &= 3 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.7 Rencana susunan pondasi tipe 1

Syarat jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 2,5 D &\leq S \leq 3D \\
 2,5 D &= 2,5 (0,5) \\
 &= 1,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3D

$$3D = 3 (0,5)$$

$$= 1,5 \text{ m}$$

Dicoba menggunakan  $S = 1,25 \text{ m}$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pilecap ditentukan sebagai berikut:

$$S \geq 1,25 D$$

$$S \geq 1,25 (0,5)$$

$$S \geq 0,625 \text{ m}$$

Maka diambil nilai 0,650 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.

c) Menentukan efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang menggunakan metode Feld

Nilai efisiensi kelompok tiang seperti gambar diatas, dapat juga disajikan secara tabelaris seperti tabel dibawah ini:

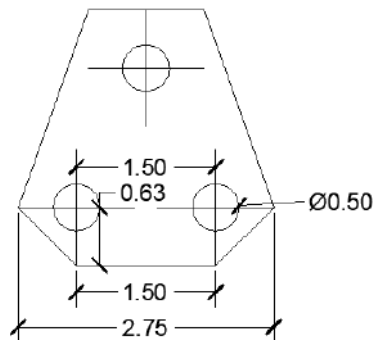
Tabel 4.14 Nilai faktor efisiensi kelompok tiang metode feld

Banyaknya Tiang	Efisiensi (Eg)
1	1
2	0,938
3	0,875
4	0,813
5	0,800
6	0,771
7	0,750
9	0,722
12	0,698

d) Daya dukung kelompok tiang

Setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai daya dukung kelompok tiang yaitu dengan rumus seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\ &= 0,875 \times 3 \times 196,6111 \\ &= 516,1041375 \text{ ton} \end{aligned}$$



Syarat : Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap} &= \text{luas} \times \text{tebal} \times \text{Bj. beton} \\ &= 5,5781 \times 1,6 \times 2400 \\ &= 21419,904 \text{ kg} \\ &= 21,419904 \text{ ton} \end{aligned}$$

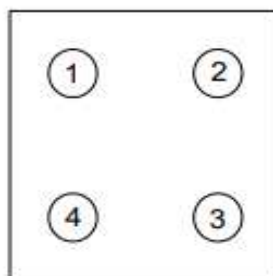
- Menghitung berat pondasi borepile

$$\begin{aligned} \text{Berat pondasi} &= \text{berat sendiri} \times \text{jumlah tiang} \\ &= 12,246 \times 3 \\ &= 36,738 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Maka ditotal:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= F_z + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} \\ &= 561,71801 + 21,419904 + 36,738 \\ &= 619,875914 \text{ ton} > Q_{pg} = 516,1041375 \text{ ton (GAGAL)} \end{aligned}$$

Nilai  $\Sigma V$  lebih besar dari pada daya dukung kelompok tiang, maka digunakan 4 tiang.



Gambar 4.8 Rencana Susunan Pondasi Tipe 1 (4 Tiang)

Syarat jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut :

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 D = 2,5 (0,5)$$

$$= 1,25 \text{ m}$$

$$3D$$

$$3 D = 3 (0,5)$$

$$= 1,5 \text{ m}$$

Dicoba menggunakan  $S = 1,25 \text{ m}$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pilecap ditentukan sebagai berikut:

$$S \geq 1,25 D$$

$$S \geq 1,25 (0,5)$$

$$S \geq 0,625 \text{ m}$$

Maka diambil nilai 0,650 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.

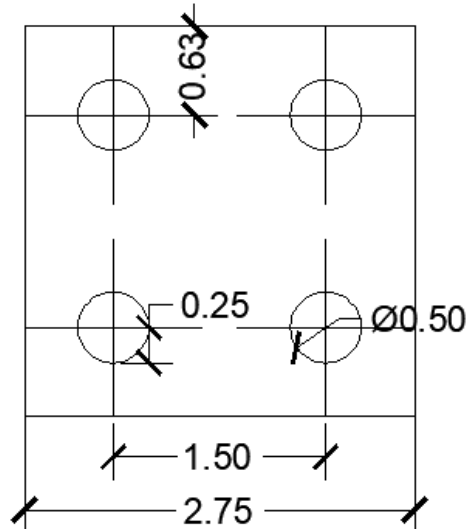
Efisiensi Kelompok Tiang menggunakan metode Feld Nilai efisiensi kelompok tiang seperti gambar diatas, dapat juga disajikan secara tabelaris seperti tabel di bawah ini:

Tabel 4.15 Nilai faktor efisiensi kelompok tiang metode feld

Banyaknya Tiang	Efisiensi (Eg)
1	1
2	0,938
3	0,875
4	0,813
5	0,800
6	0,771
7	0,750
9	0,722
12	0,698

Setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai daya dukung kelompok tiang yaitu dengan rumus seperti di bawah ini:

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0,813 \times 4 \times 196,6111 \\
 &= 639,37922972 \text{ ton}
 \end{aligned}$$



Tabel 4.16 Rencana dimensi pilecap pondasi tipe 1 (4 tiang)

Syarat : Nilai  $Q_{pg} > SV$ , maka nilai  $SV$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap} &= \text{luas} \times \text{tebal} \times B_j. \text{ beton} \\
 &= 7,5625 \times 1,6 \times 2400 \\
 &= 29040 \text{ kg} \\
 &= 29,04 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi borepile

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap} &= \text{berat sendiri} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 12,246 \times 4 \\
 &= 48,984 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Maka ditotal:

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= F_z + \text{berat pilecap} \\
 &= 561,71801 + 29,04 \\
 &= 639,74201 \text{ ton} > Q_{pg} = 639,3792972 \text{ ton (YES)}
 \end{aligned}$$

Nilai  $\Sigma V$  lebih kecil dari pada daya dukung kelompok tiang, maka digunakan 4 tiang. Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang bor akan dihitung sebagai berikut :

$$\text{Untuk } X1 = -0,75 ; Y1 = 0,75$$

$$\begin{aligned} P1 &= \frac{fz}{n} + \frac{My.X1}{ny.\Sigma X^2} + \frac{Mx.Y1}{nx.\Sigma Y^2} \\ &= \frac{561,71801}{4} + \frac{0,56879 x (-0,75)}{2 x 0,5625} + \frac{0,69021 x 0,75}{2 x 0,5625} \\ &= 140,1959003 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } X2 = 0,75 ; Y2 = 0,75$$

$$\begin{aligned} P2 &= \frac{fz}{n} + \frac{My.X1}{ny.\Sigma X^2} + \frac{Mx.Y1}{nx.\Sigma Y^2} \\ &= \frac{561,71801}{4} + \frac{0,56879 x 0,75}{2 x 0,5625} + \frac{0,69021 x 0,75}{2 x 0,5625} \\ &= 140,954287 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } X3 = 0,75 ; Y3 = -0,75$$

$$\begin{aligned} P3 &= \frac{fz}{n} + \frac{My.X1}{ny.\Sigma X^2} + \frac{Mx.Y1}{nx.\Sigma Y^2} \\ &= \frac{561,71801}{4} + \frac{0,56879 x 0,75}{2 x 0,5625} + \frac{0,69021 x (-0,75)}{2 x 0,5625} \\ &= 140,6631047 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } X4 = -0,75 ; Y3 = -0,75$$

$$\begin{aligned} P4 &= \frac{fz}{n} + \frac{My.X1}{ny.\Sigma X^2} + \frac{Mx.Y1}{nx.\Sigma Y^2} \\ &= \frac{561,71801}{4} + \frac{0,56879 x (-0,75)}{2 x 0,5625} + \frac{0,69021 x (-0,75)}{2 x 0,5625} \\ &= 139,904718 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat :

$$P_{max} = 140,954287 \text{ ton} < Q_a = 196,6111 \text{ ton (OK)}$$

Daya dukung kekuatan beban borepile:

$$F_c' = 30 \text{ Mpa} = 305,8103976 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_{tiang} &= A \times F_c' \\ &= 1962,5 \times 305,8103976 \\ &= 600152,9052 \text{ kg} \\ &= 600,1529052 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan bahan borepile

$$P_{tiang} = 600,1529052 \text{ ton} > P_{max} = 140,954287 \text{ ton (AMAN)}$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi borepile tipe 1 dengan diameter 50cm dengan kedalaman 26 m berjumlah 4 tiang aman digunakan.

- Beban yang terjadi

$$P \text{ terjadi} = \frac{68,8714898+68,31739059+67,91913268+67,91913268}{4} \times 2,75^2$$

$$= 515,7648518 \text{ ton}$$

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$P \text{ telapak} = q_s \times (A_{\text{telapak}} - A_{\text{tiang bor}})$$

$$= 8,815 \times 7,5625$$

$$= 64,93349375 \text{ ton/m}^2$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$P \text{ gabungan} = P \text{ telapak} + P \text{ tiang bor}$$

$$= 64,93349375 + 600,1529052$$

$$= 665,0863989 > 479,5698233 \text{ (OK)}$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol daya dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan. (syarat memenuhi,  $P \text{ gabungan} > P \text{ terjadi}$ ).

- Perhitungan Daya Dukung Lateral

Penentuan kriteria tiang

$$E_p = 4700 \times \sqrt{F_c'}$$

$$= 4700 \times 5,477225575$$

$$= 25742,9602 \text{ N/mm}^2$$

$$I_p = \frac{1}{64} \pi D^4$$

$$= 0,015625 \times 3,142857143 \times 6250000$$

$$= 306919,6429 \text{ cm}^4$$

Nilai rata-rata dari data SPT di sepanjang tiang adalah 28,423 blows/ft. sehingga, bias dilihat dalam tabel berikut:

Tabel 4.17 Korelasi kepadatan relatif tanah pasir dengan SPT pondasi tipe 1

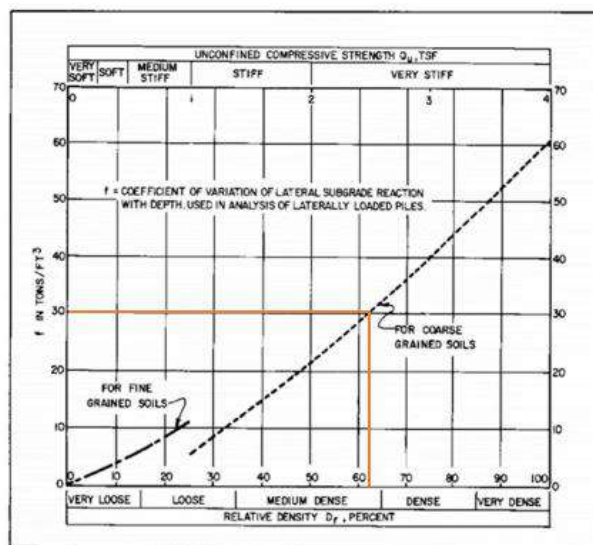
Kepadatan	Dr		Nspt		qc		Ø	
Sangat lepas	< 0,15		< 4		< 20		< 20	
Lepas	0,15	- 0,35	4	- 10	20	- 40	30	- 35
Padat lepas	0,35	- 0,65	10	- 30	40	- 120	35	- 40
Padat	0,65	- 0,85	30	- 50	120	- 200	40	- 45
Padat sedang	0,85	- 1,00	> 50		> 200,		> 45	

Nilai = 28,4231 blows/ft termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 – 0,65

$$N1 = 10 \quad Dr1 = 0,35$$

$$N2 = 30 \quad Dr2 = 0,65$$

$$\begin{aligned} Dr &= Dr1 + \frac{Nc - N1}{N2 - N1} \times Dr2 - Dr1 \\ &= 0,35 + \frac{28,432 - 10}{30 - 10} \times 0,65 - 0,35 \\ &= 0,62648 \\ &= 62,648 \% \end{aligned}$$



Gambar 4.9 Hubungan  $\eta h$  dengan kepadatan relatif ( $Dr$ ) tanah pasir pondasi tipe 1

Menurut grafik diatas didapat nilai  $\eta h = 30 \text{ ton/ft}^2 = 1,0594 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned} T &= 5 \sqrt{\frac{E_p \times l_p}{\eta h}} \\ &= 5 \sqrt{\frac{25742,9602 \times 306919,6429}{1,059}} \\ &= 94,30993421 \text{ cm} \\ &= 0,943099342 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:

$$L > 4 T$$

$$26,00 > 4 (0,943099342)$$

$$26,00 > 3,772397368$$

Maka dapat digunakan termasuk jenis tiang panjang (elastis). D dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

## 2. Nilai $\gamma$ (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relative (Dr) yaitu 62,635 % diinputkan dalam tabel:

Tabel 4.18 Korelasi nilai SPT dengan berat jenis pondasi tipe 1

Kepadatan	Dr			$\gamma$		
Sangat lepas	< 0,15			< 100		
Lepas	0,15	-	0,35	95	-	125
Padat lepas	0,35	-	0,65	110	-	130
Padat	0,65	-	0,85	110	-	140
Padat sedang	0,85	-	1,00	>130		

Nilai  $\gamma = 0,6263462$  termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 110 – 130

$$Dr_1 = 0,35 \quad \gamma_1 = 110$$

$$Dr_2 = 0,65 \quad \gamma_2 = 130$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_1 + \frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \times \gamma_2 - \gamma_1 \\ &= 110 + \frac{0,62648 - 0,35}{0,65 - 0,35} \times 130 - 110 \\ &= 128,432 \text{ Pcf} \\ &= 2,057283288 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

## 2. Nilai $\phi$ (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relative (Dr) yaitu = 0,6263 diinput dalam tabel:

Kepadatan	Dr			qc			$\phi$		
Sangat lepas	< 0,15			< 20			< 20		
Lepas	0,15	-	0,35	20	-	40	30	-	35
Padat lepas	0,35	-	0,65	40	-	120	35	-	40
Padat	0,65	-	0,85	120	-	200	40	-	45
Padat sedang	0,85	-	1,00	> 200,			> 45		

Tabel 4.19 Korelasi kepadatan relatif tanah pasir dengan SPT pondasi tipe 1

Nilai  $\phi = 0,63$  termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 35 – 40

$$Dr_1 = 0,35 \quad \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0,65 \quad \phi_2 = 40$$

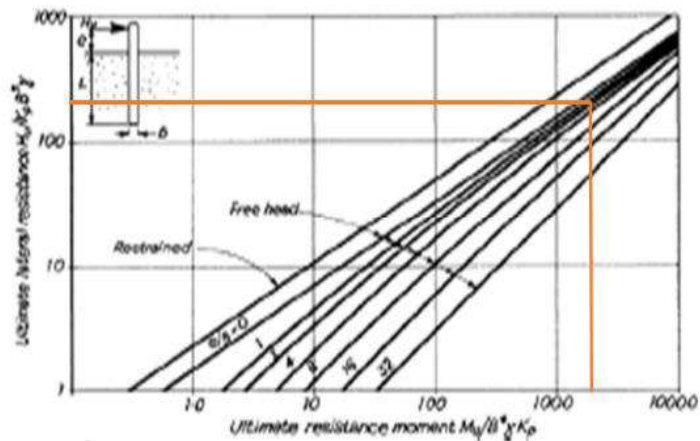
$$\begin{aligned}\emptyset &= Dr1 + \frac{Dr - Dr1}{Dr2 - Dr1} \times \emptyset2 - \emptyset1 \\ &= 35 + \frac{0,62648 - 0,35}{0,65 - 0,35} \times 40 - 35 \\ &= 39,608 = 39^\circ\end{aligned}$$

### 3. Nilai Kp

$$\begin{aligned}Kp &= \tan^2 \times 45^\circ + \emptyset/2 \\ &= \tan^2 \times 45^\circ + 39/2 \\ &= \tan^2 \times 45^\circ + 19,804 \\ &= 2,0965\end{aligned}$$

Dari ketiga nilai di atas akan didapatkan nilai berikut:

$$\begin{aligned}&= \frac{Mu}{B^4 \times \gamma \times Kp} = \frac{\frac{1}{8} \times Q \times L^2}{B^4 \times \gamma \times Kp} = \frac{0,125 \times 12,246 \times 676,00}{0,0625 \times 2,057283288 \times 2,0965} \\ &= 3838,680635 \text{ ton.m}\end{aligned}$$



Gambar 4.10 Hubungan antara  $Mu/B^4 \cdot \gamma \cdot Kp$  dan

$Hu/Kp \cdot B^3 \cdot \gamma$  pondasi tipe 1

Maka akan mendapat nilai  $Hu/Kp \cdot B^3 \cdot \gamma$  yaitu : 250

$$\begin{aligned}Xo &= 0,82 \sqrt{\frac{hu}{\gamma \times B \times Kp}} \\ &= 0,82 \sqrt{250} \\ &= 12,96533841\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Hu &= \frac{2 \times Mu}{e + 0,67 \times Xo} \\ &= \frac{2 \times 1034,787}{0 + 0,67 \times 12,96533841}\end{aligned}$$

$$= 238,2441801$$

$$\text{Hua} = \frac{238,2441801}{2,5}$$

$$= 95,29767202 \text{ ton}$$

Nilai  $F_y$  dan ETABS adalah 285,43 kg = 0,2854 ton

Nilai  $F_y$  akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya, yaitu: 3 tiang

$$\frac{fy}{4 \text{ tiang}} = \frac{0,2854}{4} = 0,07135 \text{ ton} > 95,29767202 \text{ ton}$$

## b. Perhitungan kontrol geser

### 1. Kontrol Geser Akibat Kolom

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut} = 75 \text{ mm}$$

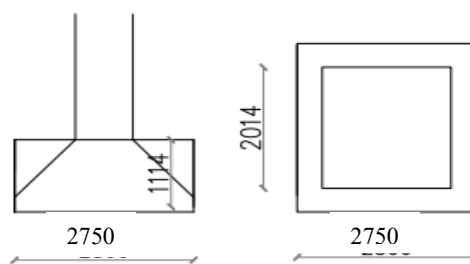
$$\text{Tebal pilecap} = 1600 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Pokok} = D 22$$

$$\text{Tul. Tekan} = D 22$$

$$b \text{ kolom} = 900 \text{ mm}$$

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



Gambar 4.11 Bidang geser pons akibat kolom pondasi tipe 1

### a) Tinggi efektif (d)

$$d = \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut}$$

$$= 1600 - 75$$

$$= 1514 \text{ mm}$$

b) Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}b' &= c + d \\ &= 900 + 1514 \\ &= 2414 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b_o &= 4 \times b' \\ &= 4 \times 2414 \\ &= 9656 \text{ mm}\end{aligned}$$

c) Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{900}{900} = 1$$

d) Nilai  $a_s$  yang dipakai

$$\begin{aligned}a_s &= 40 \text{ untuk kolom dalam} \\ a_s &= 30 \text{ untuk kolom tepi} \\ a_s &= 20 \text{ untuk kolom sudut}\end{aligned}$$

maka dipakai :  $a_s = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)

e) kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}\text{I. } V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 9656 \times 1514 \\ &= 26691,85616 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 26691,85616 \\ &= 20018,89212 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{II. } V_c &= \frac{1}{12} + \frac{a_s \times d}{b_o} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\ &= \frac{1}{12} + \frac{40 \times 1514}{9656} \times \sqrt{30} \times 9656 \times 1514 \\ &= 80073,09114 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 80073,09114\end{aligned}$$

$$= 60054,81835 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{III. } V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 9656 \times 1514 \\ &= 26690,85616 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 26690,85616 \\ &= 20018,14212 \text{ KN} \end{aligned}$$

Diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil; yaitu : 20018,14212 KN

Maka  $P_{\max} = 140,954287 \text{ kg} = 1409,54287 \text{ KN} < 20018,14212 \text{ KN}$

(AMAN)

Karena  $P_{\max} < \phi V_c$  maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

## 2. Kontrol Geser Akibat Bore Pile

Data Perencanaan:

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut} = 75 \text{ mm}$$

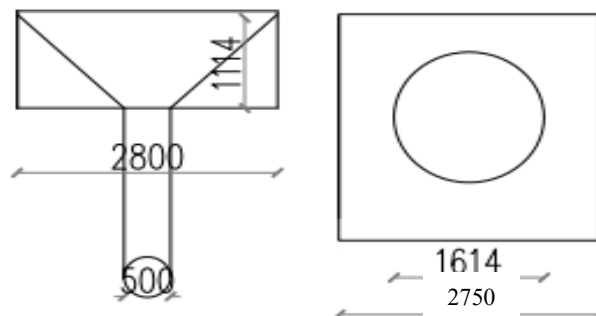
$$\text{Tebal pilecap} = 1600 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Pokok} = D 22$$

$$\text{Tul. Tekan} = D 22$$

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

$$h \text{ kolom} = 500 \text{ mm}$$



Gambar 4.12 Bidang geser pons akibat bore pile pondasi tipe 1

a) Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} \\ &= 1600 - 75 \\ &= 1514 \text{ mm}\end{aligned}$$

b) Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}b' &= c + d \\ &= 500 + 1514 \\ &= 2014 \text{ mm} \\ b_o &= \pi \times b' \\ &= 3,143 \times 2014 \\ &= 6329,714 \text{ mm}\end{aligned}$$

c) Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta c$ )

$$\beta c = \frac{500}{500} = 1$$

d) Nilai as yang dipakai

$$\begin{aligned}as &= 40 \text{ untuk kolom dalam} \\ as &= 30 \text{ untuk kolom tepi} \\ as &= 20 \text{ untuk kolom sudut}\end{aligned}$$

maka dipakai :  $as = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)

e) kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}\text{I. } V_c &= 1 + \frac{2}{\beta c} \times \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_o \times d \\ &= 1 + \frac{2}{1} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 6329,714 \times 1514\end{aligned}$$

$$= 17497,426 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\ &= 0,75 \times 17497,42642 \\ &= 13123,070 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\text{II. } V_c = \frac{1}{12} + \frac{as \times d}{b_o} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$= \frac{1}{12} + \frac{40 \times 1514}{9656} \times \sqrt{30} \times 6329,714 \times 1514$$

$$= 52490,077 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 0,75 \times 52490,077$$

$$= 39367,557 \text{ KN}$$

$$\text{III. } V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 6329,714 \times 1514$$

$$= 17496,426 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 0,75 \times 17496,42642$$

$$= 13122,320 \text{ KN}$$

Diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu : 13122,31982 KN

Maka  $P_{max} = 140,954287 \text{ kg} = 1409,54287 \text{ KN} < 13122,31982 \text{ KN}$

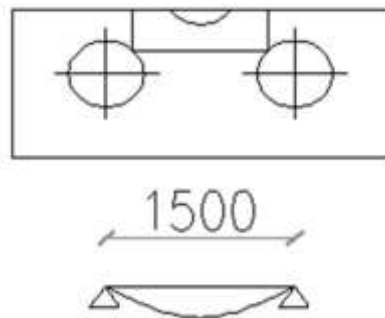
(AMAN)

Karena  $P_{max} < \phi V_c$  maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

### 3. Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe 1

Untuk penulangan pilecap pondasi sebagai berikut:

#### a. Penulangan arah X



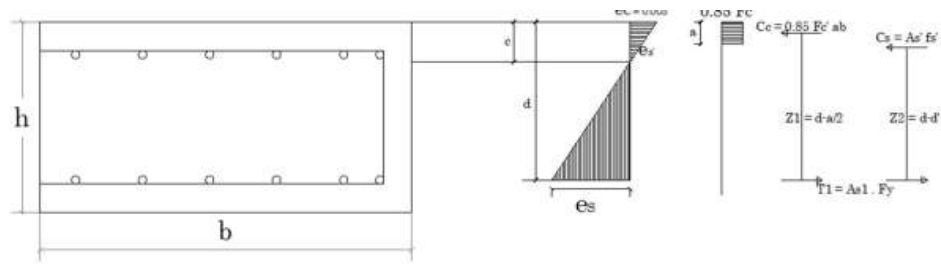
Gambar 4.13 Skema pembebanan Arah X pilecap pondasi tipe 1

$$R_{av} = P_1 + P_4$$

$$= 140,1959003 + 139,904718$$

$$= 280,1006183 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
R_{bv} &= P_2 + P_3 \\
&= 140,954 + 140,663 \\
&= 281,6174 \text{ ton} \\
\text{Diambil nilai terbesar} &= 281,617 \text{ ton} \\
\text{Momen yang bekerja} &= M_1 = 281,617 \times 0,75 \\
&= 211,213 \text{ ton.m} \\
&= 207129 \text{ Nmm} \\
\text{Tulangan Tarik As} &= A = \frac{\pi}{4} \times d^2 \\
&= A = \frac{3,14}{4} \times 484 \\
&= 380,286 \text{ mm}^2 \\
\text{As} &= 16 \times 380,286 \\
&= 6084,571 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan Tarik As}' &= A = \frac{\pi}{4} \times d^2 \\
&= \frac{3,14}{4} \times 484 \\
&= 380,286 \text{ mm}^2 \\
\text{As} &= 16 \times 380,286 \\
&= 6084,571 \text{ mm}^2 \\
b &= 2750 \text{ mm} \\
d' &= \text{tebal selimut} + \frac{1}{2} \cdot 22 \\
&= 75 + 11 \\
&= 86 \text{ mm} \\
d &= h - d' \\
&= 1600 - 86 \\
&= 1514 \text{ mm}
\end{aligned}$$



Gambar 4.14 Penampang pilecap dan diagram tegangan momen positif tumpuan kiri

Jika dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$C_c + C_s = T$$

$$0,85 f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_s$$

$$\text{Substitusi nilai } f_s = \frac{f_s'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times E_s$$

$$\epsilon c = 0,003$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 600$$

$$\text{Substitusi nilai } f_s' = \frac{f_s'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times E_s$$

$$\epsilon c = 0,003$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 600$$

$$0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times c \times b \times c + 600 \times A_s' \times c - 600 \times d' \times A_s' = 600 \times A_s \times d - A_s \times 600 \times c$$

$$0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times c^2 \times b \times c + 600 \times A_s' \times c - 600 \times d' \times A_s' = 600 \times A_s \times 0,85 \times 30 \times 0,84 \times c^2 \times 2750 \times c + 600 \times 6084,571 \times c - 600 \times 86 \times 6084,571 = 600 \times 6084,571 \times 1514 - 6084,571 \times 600 \times c$$

$$58905 c^2 + 3650742,857 c - 313963885,7 = 5527224686 - 3650742,85$$

$$58905 c^2 + 7301485,714 c - (-5841188571) = 0$$

$$58905 c^2 + 7301485,714 c - (-5841188571) = 0$$

$$58905 (67063,15743) + 7301485,714 (258,9655526) - 5841188571 = 0$$

$$3950355289 + 1890833283 - 5841188571 = 0$$

$$5841188571 - 5841188571 = 0$$

Dihitung dengan rumus ABC

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$c = \frac{(-7301485,71) \pm \sqrt{53311693635918 - 4(58905)(-5841188571)}}{2 \times 58905}$$

$$c+ = \frac{(-7301485,71) + \sqrt{53311693635918 - 4(58905)(-5841188571)}}{2 \times 58905}$$

$$c+ = 258,9655526$$

$$c- = \frac{(-7301485,71) - \sqrt{53311693635918 - 4(58905)(-5841188571)}}{2 \times 58905}$$

$$c- = -382,919$$

Maka dipakai nilai  $c = 258,9655526 > 86$

Dari nilai  $c$  (garis netral) ternyata lebih besar dari  $d'$ , maka lanjutkan menghitung nilai  $a$  :

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,84 \times 258,966$$

$$= 217,531 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{d' - c}{c} \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_s' = \frac{258,9655526 - 86}{258,9655526} \times 0,003$$

$$\epsilon_s' = 0,002003728$$

$$\epsilon_s' = \frac{d' - c}{c} \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_s' = \frac{1514 - 258,9655526}{258,9655526} \times 0,003$$

$$\epsilon_s' = 0,014539012$$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{E_s}$$

$$\epsilon_y = \frac{400}{200000}$$

$$\epsilon_y = 0,002$$

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s' = 0,014539012 > 0,002 > 0,002003728$

Maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum. Dihitung tegangan yang terjadi pada tulangan tekan:

$$\begin{aligned} f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,002003728 \times 200000 \\ &= 400,7456996 \text{ Mpa} > 400 \text{ Mpa (maka dipakai dengan nilai } f_s') \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,014539012 \times 200000 \\ &= 2907,80245 \text{ Mpa} > 400 \text{ Mpa (maka dipakai } f_y = 400 \text{ Mpa)} \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 217,5310642 \times 2750 \\ &= 15254365,88 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \times f_s' \\ &= 6084,571429 \times 400,7456996 \\ &= 2438365,834 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_s \\ &= 6084,571429 \times 2907,80245 \\ &= 17692731,71 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c + C_s &= T \\ 15254365,88 + 2438365,834 &= 17692731,71 \\ 17692731,71 &= 17692731,71 \text{ (metode keseimbangan terpenuhi)} \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai  $f_s$  lebih besar dari pada  $f_y$ , maka digunakan nilai  $f_y$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 6084,571429 \times 400 \\ &= 2433828,571 \text{ N} \end{aligned}$$

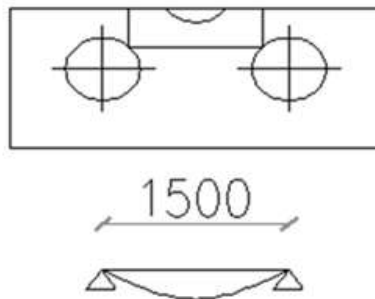
$$\begin{aligned} Z_1 &= d - \frac{a}{2} \\ &= 1514 - \frac{217,5310642}{2} \\ &= 1405 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T \times Z_1 \\ &= 2433828,571 \times 1405 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 3420099798 \text{ Nmm} \\
M_r &= \phi M_n \\
&= 0,9 \times 3420099798 \\
&= 3078089818 \text{ Nmm} \\
\phi M_n &> M_u \\
3420099798 &> 2113344638 \text{ (memenuhi)}
\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas maka didapat: 16 D 22 atau D 22 – 187

b. Penulangan arah Y



Gambar 4.15 Skema pembebanan arah Y pilecap pondasi tipe 1

$$\begin{aligned}
R_{av} &= P_1 + P_2 \\
&= 140,1959003 + 140,954287 \\
&= 281,1501873 \text{ ton} \\
R_{bv} &= P_3 + P_3 \\
&= 140,6631047 + 139,904718 \\
&= 280,5678227 \text{ ton}
\end{aligned}$$

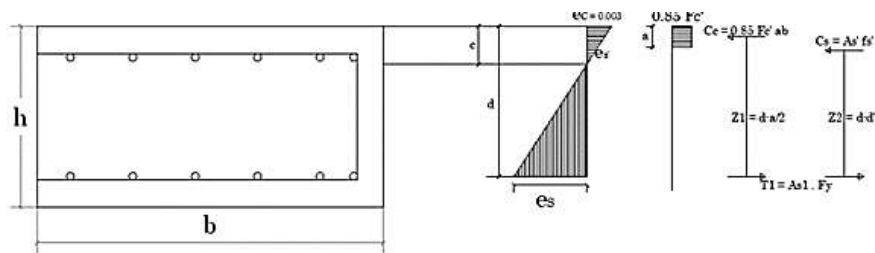
Diambil nilai terbesar = 281,1501873 ton

$$\begin{aligned}
\text{Momen yang bekerja} &= M_1 = 281,1501873 \times 0,75 \\
&= 210,8626405 \text{ ton.m} \\
&= 2068562,503 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Tarik As} &= A = \frac{\pi}{4} \times d^2 \\
&= A = \frac{3,14}{4} \times 484 \\
&= 380,2857143 \text{ mm}^2 \\
A_s &= 16 \times 380,2857143 \\
&= 6084,571429 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan Tarik } As' &= A = \frac{\pi}{4} \times d^2 \\
 &= A = \frac{3,14}{4} \times 484 \\
 &= 380,2857143 \text{ mm}^2 \\
 As &= 16 \times 380,2857143 \\
 &= 6084,571429 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b &= 2750 \text{ mm} \\
 d' &= \text{tebal selimut} + 1/2 \quad (22) \\
 &= 75 + 11 \\
 &= 86 \text{ mm} \\
 d &= h - d' \\
 &= 117810 - 86 \\
 &= 117724 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Penampang pilecap dan diagram tegangan momen positif tumpuan kiri

Jika dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan:

$$\begin{aligned}
 Cc + Cs &= T \\
 0,85 fc' \cdot a \cdot b + As' \cdot fs' &= As \cdot fs
 \end{aligned}$$

$$\text{Substitusi nilai } fs = \frac{fs'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times Es$$

$$\epsilon c = 0,003$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times Es$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} \times 600$$

$$\text{Substitusi nilai } fs' = \frac{fs'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times Es$$

$$\epsilon c = 0,003$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times Es$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} \times 600$$

$$0,85 \times fc' \times \beta_1 \times c \times b \times c + 600 \times As' \times c - 600 \times d' \times As' = 600 \times As \times d - As \times 600 \times c$$

$$0,85 \times fc' \times \beta_1 \times c^2 \times b \times c + 600 \times As' \times c - 600 \times d' \times As' = 600 \times As$$

$$0,85 \times 30 \times 0,84 \times c^2 \times 2750 \times c + 600 \times 6084,571429 \times c - 600 \times 86 \times$$

$$6084,571429 = 600 \times 6084,571429 \times 117724 - 6084,571429 \times 600 \times c$$

$$58905 c^2 + 3650742,857 c - 313963885,7 = 429780052114 - 3650742,857c$$

$$58905 c^2 + 7301485,714 c - (-430094016000) = 0$$

$$58905 c^2 + 7301485,714 c - (-430094016000) = 0$$

$$58905 (6974141,656) + 7301485,714 (2640,860022) - 430094016000 = 0$$

$$410811814275 + 19282201725 - 430094016000 = 0$$

$$430094016000 - 430094016000 = 0$$

Maka dipakai nilai  $c = 2640,860022 > 86$

Dari nilai  $c$  (garis netral) ternyata lebih besar dari  $d'$ , maka lanjutkan menghitung nilai  $a$  :

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,84 \times 2640,860022$$

$$= 2218,322419 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{d'-c}{c} \times \epsilon c$$

$$\epsilon_s' = \frac{2640,860022 - 86}{2640,860022} \times 0,003$$

$$\epsilon_s' = 0,0029022305$$

$$\epsilon_s' = \frac{d'-c}{c} \times \epsilon c$$

$$\epsilon_s' = \frac{117724 - 2640,860022}{2640,860022} \times 0,003$$

$$\epsilon_s' = 0,130733707$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\epsilon_y = \frac{400}{200000}$$

$$\epsilon_y = 0,002$$

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s' = 0,014539012 > 0,002 > 0,002003728$

Maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum. Dihitung tegangan yang terjadi pada tulangan tekan:

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s' = 0,130733707 > 0,002 > 0,002902305$

Maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum. Dihitung tegangan yang terjadi pada tulangan tekan :

$$\begin{aligned} f_s' &= \epsilon_s \quad \times \quad E_s \\ &= 0,00290 \quad \times \quad 200000 \\ &= 580,4609106 \text{ Mpa} > 400 \text{ Mpa (maka dipakai dengan nilai } f_s') \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s' &= \epsilon_s \times E_s \\ &= 0,130733707 \times 200000 \\ &= 26146,74137 \text{ Mpa} > 400 \text{ Mpa (maka dipakai } f_y = 400 \text{ Mpa)} \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \quad \times \quad f_c' \quad \times \quad a \quad \times \quad b \\ &= 0,85 \quad \times \quad 30 \quad \times \quad 2218,322419 \quad \times \quad 2750 \\ &= 155559859,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s' \quad \times \quad f_s' \\ &= 6084,571429 \quad \times \quad 580,4609106 \\ &= 3531855,872 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \quad \times \quad f_s \\ &= 6084,571429 \quad \times \quad 26146,74137 \\ &= 159091715,5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c \quad + \quad C_s &= T \\ 155559859,6 \quad + \quad 3531855,872 &= 159091715,5 \end{aligned}$$

159091715,5 = 159091715,5 (metode keseimbangan terpenuhi)

Dikarenakan nilai  $f_s$  lebih besar dari pada  $f_y$ , maka digunakan nilai  $f_y$

$$\begin{aligned} T &= A_s \quad \times \quad f_y \\ &= 6084,571429 \quad \times \quad 400 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 2433828,571 \text{ N} \\
Z1 &= d - \frac{a}{2} \\
&= 117724 - \frac{2218,322419}{2} \\
&= 116615 \text{ mm} \\
Mn &= T \quad \times \quad Z1 \\
&= 2433828,571 \times 116615 \\
&= 283820526501 \text{ Nmm} \\
Mr &= \phi \quad \times \quad Mn \\
&= 0,9 \times 283820526501 \\
&= 255438473851 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

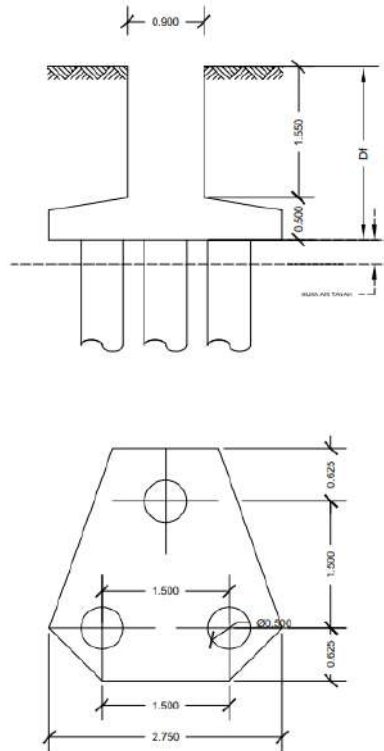
$$\phi \quad Mn > Mu$$

$$283820526501 > 2113344638 \quad (\text{memnuhi})$$

Dari perhitungan diatas maka didapat : 16 D 22 atau D 22 – 180

## 4.2.2 Perencanaan Pondasi Tipe II

### a. Perhitungan pondasi telapak



Gambar 4.17 Rencana pondasi telapak setempat

### b. Perhitungan beban (joint 54)

- Berat sendiri pondasi

$$\begin{aligned} q_1 &= (B \times L \times \text{tebal}) \times B_j. \text{ Beton} \\ &= (2,75 \times 2,75 \times 0,5) \times 2400 \\ &= 9075 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= (B \times L \times (D_f - \text{tebal})) - (b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \times (D_f - \text{tebal})) \times B_j. \text{ tanah} \\ &= (2,75 \times 2,75 \times (1,6 - 0,5)) - (0,9 \times 0,9) \times (1,6 - 0,5) \times 1650 \\ &= 12255,7875 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban total ( $\Sigma V$ )

$$\begin{aligned} \Sigma V &= P_u = F_y + q_1 + q_2 \\ &= 383933,98 + 9075 + 12255,7875 \\ &= 405264,7675 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Perhitungan tegangan yang terjadi ( $\sigma_{maks}$ )

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{V}{A} \pm \frac{M}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z} \\ &= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)} \\ &= \frac{405264,7675}{2,75 \times 2,75} + \frac{8463,61}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} + \frac{-1582,51}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\ &= 55573,961 \text{ kg/m}^2 = 55,574 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \frac{405264,7675}{2,75 \times 2,75} + \frac{8463,61}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} - \frac{-1582,51}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\ &= 56487 \text{ kg/m}^2 = 56,487 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_3 &= \frac{405264,7675}{2,75 \times 2,75} - \frac{8463,61}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} + \frac{-1582,51}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\ &= 51603 \text{ kg/m}^2 = 51,603 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_4 &= \frac{405264,7675}{2,75 \times 2,75} - \frac{8463,61}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} - \frac{-1582,51}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\ &= 51603 \text{ kg/m}^2 = 51,603 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Diambil nilai terbesar, maka  $\sigma_{maks} = 55,57396054 \text{ t/m}^2$

d. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzaghi

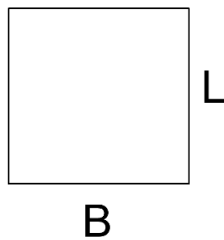
- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

-  $\phi = 19$        $N_c$        $N_q$        $N_\gamma$

-  $\gamma = 1,65$       **5,70**      **1,00**      **0**

-  $c = 0,25 = 2,5 \frac{t}{m^2}$

- Pondasi telapak ukuran 2,75 x 2,75



$$\begin{aligned}q_u &= 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B. N_\gamma \\ &= 1.3.c.N_c + (\gamma.D_f).N_q + 0,4.\gamma.B. N_\gamma\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1,3 \times 2,5 \times 5,7 + (1,65 \times 1,6) \times 1 + 0,4 \times 1,65 \times 2,75 \times 0 \\
&= 21,165 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto ( $q_{un}$ )

$$\begin{aligned}
q_{un} &= q_u - (D_f \times \gamma) \\
&= 21,165 - (1,6 \times 1,65) \\
&= 18,525 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Daya Dukung aman yang diijinkan ( $q_s$ )

$$\begin{aligned}
q_s &= \frac{q_{un}}{SF} + (D_f \times \gamma) \\
&= \frac{18,525}{3} + (1,6 \times 1,65) \\
&= 8,815 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu  $55,57396054 \text{ t/m}^2 > q_s = 8,815 \text{ t/m}^2$ , daya dukungnya tidak aman. Maka pondasi telapak setempat perlu digabung dengan pondasi tiang bor (borepile) untuk menambah daya dukungnya.

#### 4.2.2.1 Beban yang Dilimpahkan ke Tiang Bor

Daya dukung ijin pondasi gabungan ( $q_{ijin \text{ gab.}}$ ) diperoleh dari daya dukung pondasi gabungan yang terdiri dari daya dukung telapak setempat dan tiang bor ( $q_{gab}$ ) dibagi dengan angka keamanan (SF).

- Tegangan yang diberikan ke tiang bor (Strauss) adalah :

$$\begin{aligned}
q_{\text{tiang bor}} &= \sigma_{\text{maks}} - q \\
&= 55,57396054 - 8,815 \\
&= 46,75896054 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Karena hasil yang diperoleh untuk merencanakan tiang bor dalam bentuk tegangan, maka perlu dikalikan dengan luasan tegangan yang terjadi.

- Jadi beban yang dilimpahkan ke tiang bor adalah :

$$\begin{aligned}
P_{\text{tiang bor}} &= \frac{46,75896054 + 47,67208427 + 42,78849863 + 42,78849863}{4} \times 2,75^2 \\
&= 340,3277045 \text{ ton}
\end{aligned}$$

#### 4.2.2.2 Perencanaan Pondasi Tiang Bor Diameter 50

a. Data Perencanaan

Berikut adalah data pondasi yang akan direncanakan

- Gaya vertikal ( $F_z$ ) = 383933,98kg = 383,93398 ton
- Momen arah X ( $M_x$ ) = 8463,61kg.m = 8,46361 ton.m
- Momen arah Y ( $M_y$ ) = -1582,51kg.m = -1,58251 ton.m
- Diameter tiang (D) = 50 cm = 0,5m
- Kedalaman tiang (H) = 26,00 m
- Tebal pilecap ( $H_p$ ) / Telapak Setempat = 1,6 m
- Panjang tiang bor ( $L_f$ ) = 24,40 m
- Luas penampang ( $A_p$ ) =  $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$   
=  $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 2500$   
= 0,19625 m<sup>2</sup>
- Keliling tiang bor (P) =  $2\pi \cdot r$   
= 6,28 x 0,25  
= 1,570 m<sup>2</sup>
- Luas selimut ( $A_s$ ) = P .  $L_f$   
= 1,570 x 26,00  
= 40,82 m<sup>2</sup>
- Berat sendiri (Q) =  $A_p \cdot L_f \cdot B_j$  Beton Bertulang  
= 0,196 x 26,00 x 2400  
= 12246 kg  
= 12,246 ton
- Berat  $P_{vtotal}$  =  $P_{tiang\ bor} + Q$   
= 340,328 + 12,246  
= 352,574 ton

b. Perhitungan daya dukung aksial

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tipe bor yaitu:

$$Q_u = K \times N_b \times A_p + 0,1 \times N_s \times A_s - Q$$

Maka dilakukan perhitungan berikut:

a) Menghitung  $Q_u$

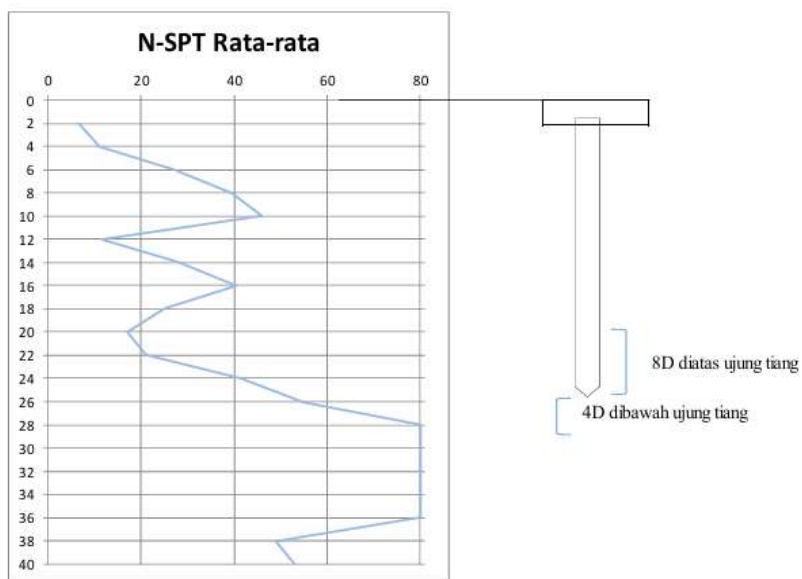
Nilai  $N_{spt}$  pada tanah sekitar ujung tiang dihitung rata-rata antara \*D

diatas dasar tiang hingga 4D dibawah dasar tiang, yaitu:

$$\begin{aligned}
 - 8D \text{ diatas ujung tiang} &= Lf - 8D \\
 &= 24,4 - 8 (0,5) \\
 &= 20,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - 4D \text{ dibawah ujung tiang} &= Lf + 4D \\
 &= 24,40 + 4 (0,5) \\
 &= 26,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 4.18 Rencana pondasi tipe II dan grafik SPT

Berikut ini adalah tabel dari kedalaman 22m sampai 28m

Kedalaman (m)	SPT
22,00	21,00
24,00	41,50
26,00	55,00
28,00	80,00
$\Sigma$ SPT	197,50

Tabel 4.20 Nilai SPT pada kedalaman 22m sampai 28m

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{\sum N_{Spt}}{4} \\
 &= \frac{197,50}{4} \\
 &= 49,375 \text{ blows/ft}
 \end{aligned}$$

Sementara nilai  $N_s$  di dapat dari nilai rata-rata uji SPT disepanjang tiang dapat dilihat pada kedalaman 26 m yaitu sebagai berikut:

Kedalaman (m)	SPT
2,00	7
4,00	11
6,00	27
8,00	40
10,00	46
12,00	12
14,00	28
16,00	41
18,00	25
20,00	17
22,00	21
24,00	42
26,00	55
$\Sigma$ SPT	370

Tabel 4.21 Nilai SPT pada kedalaman 26m

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{\sum N_{Spt}}{13} \\
 &= \frac{370}{13} \\
 &= 28,46153846 \text{ blows/ft}
 \end{aligned}$$

Maka, didapat nilai  $Q_u$  :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= K \times N_b \times A_p + 0,1 \times N_s \times A_s - Q \\
 &= 25 \times 49,375 \times 0,19625 + 0,1 \times 28,46153846 \times 40,82 - 12,246 \\
 &= 242,2460938 + 116,18 - 12,246 \\
 &= 346,1800938 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b) Menghitung daya dukung ijin

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dahulu akan ditentukan faktor keamanan sesuai tabel berikut :

Klasifikasi struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

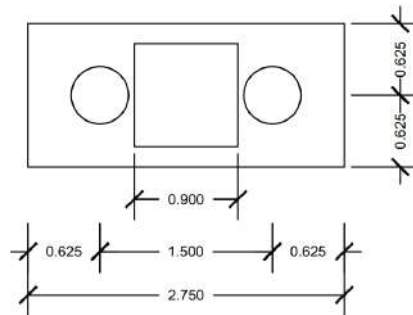
Tabel 4.22 Nilai faktor keamanan pondasi tipe II

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{2,5} \\
 &= \frac{346,1800938}{2,5} \\
 &= 138,4720375 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c) Menentukan jumlah tiang kelompok

Sehingga dapat dicari jumlah tiang bor (n) yaitu :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{F_z}{Q_a} \\
 &= \frac{383,93398}{138,4720375} \\
 &= 2,772758415 \\
 &= 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.19 Rencana susunan pondasi tipe II

Syarat jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$\begin{aligned}
 2,5 D &= 2,5 (0,5) \\
 &= 1,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$3D$$

$$\begin{aligned}
 3D &= 3 (0,5) \\
 &= 1,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dicoba menggunakan  $S = 1,25 \text{ m}$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pilecap ditentukan sebagai berikut:

$$S \geq 1,25 D$$

$$S \geq 1,25 (0,5)$$

$$S \geq 0,625 \text{ m}$$

Maka diambil nilai 0,650 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.

d) Menentukan efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang menggunakan metode Feld

Nilai efisiensi kelompok tiang seperti gambar diatas, dapat juga disajikan secara tabelaris sepertiii tabel dibawah ini:

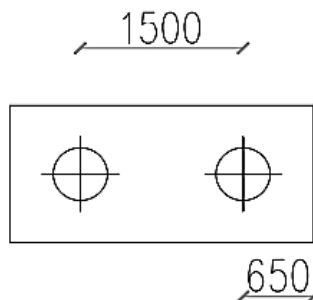
Banyaknya Tiang	Efisiensi (Eg)
1	1
2	0,938
3	0,875
4	0,813
5	0,800
6	0,771
7	0,750
9	0,722
12	0,698

Tabel 4.23 Nilai faktor efisiensi kelompok tiang metode feld

e) Daya dukung kelompok tiang

Setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai daya dukung kelompok tiang yaitu dengan rumus seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\ &= 0,938 \times 2 \times 196,6111 \\ &= 368,8424236 \text{ ton} \end{aligned}$$



Gambar 4.20 Rencana dimensi pilecap pondasi tipe II (2 tiang)

Syarat: Nilai  $Q_{pg} > \Sigma V$ , maka nilai  $\Sigma V$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}\text{Berat pilecap} &= \text{luas} \times \text{tebal} \times B_j. \text{ beton} \\ &= 3,78 \times 1,6 \times 2400 \\ &= 14515,1 \text{ kg} \\ &= 14,5151 \text{ ton}\end{aligned}$$

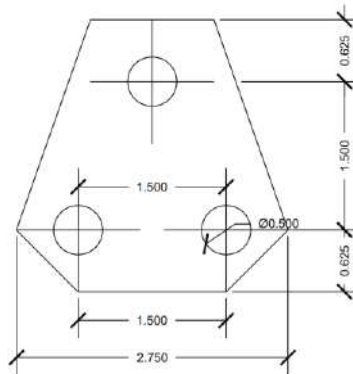
- Menghitung berat pondasi borepile

$$\begin{aligned}\text{Berat pilecap} &= \text{berat sendiri} \times \text{jumlah tiang} \\ &= 12,246 \times 2 \\ &= 24,492 \text{ ton}\end{aligned}$$

- Maka ditotal:

$$\begin{aligned}\Sigma V &= F_z + \text{berat pilecap} \\ &= 383,93398 + 24,492 \\ &= 422,94118 \text{ ton} > Q_{pg} = 368,8424236 \text{ ton (GAGAL)}\end{aligned}$$

Nilai  $\Sigma V$  lebih besar dari pada daya dukung kelompok tiang, maka digunakan 4 tiang.



Gambar 4.21 Rencana susunan pondasi tipe II (3 tiang)

Syarat jarak tiang ( $s$ ) akan ditentukan sebagai berikut:

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$\begin{aligned}2,5 D &= 2,5 (0,5) \\ &= 1,25 \text{ m}\end{aligned}$$

$$3D$$

$$\begin{aligned}3D &= 3 (0,5) \\ &= 1,5 \text{ m}\end{aligned}$$

Dicoba menggunakan  $S = 1,25 \text{ m}$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pilecap ditentukan sebagai berikut:

$$S \geq 1,25 D$$

$$S \geq 1,25 (0,5)$$

$$S \geq 0,625 \text{ m}$$

Maka diambil nilai  $0,650 \text{ m}$  untuk jarak tiang ke tepi pilecap.

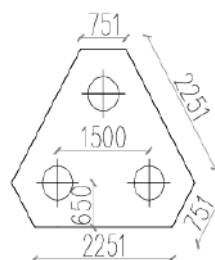
Efisiensi Kelompok Tiang menggunakan metode Feld Nilai efisiensi kelompok tiang seperti gambar diatas, dapat juga disajikan secara tabelaris seperti tabel di bawah ini:

Banyaknya Tiang	Efisiensi (Eg)
1	1
2	0,938
3	0,875
4	0,813
5	0,800
6	0,771
7	0,750
9	0,722
12	0,698

Tabel 4.24 Nilai faktor efisiensi kelompok tiang metode feld

Setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai daya dukung kelompok tiang yaitu dengan rumus seperti di bawah ini:

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\ &= 0,875 \times 3 \times 196,6111 \\ &= 516,1041375 \text{ ton} \end{aligned}$$



Gambar 4.22 Rencana dimensi pilecap pondasi tipe II (3 tiang)

Syarat: Nilai  $Q_{pg} > SV$ , maka nilai  $SV$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap} &= \text{luas} \times \text{tebal} \times B_j. \text{ beton} \\ &= 5,57 \times 1,6 \times 2400 \\ &= 21388,8 \text{ kg} \\ &= 21,3888 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi borepile

$$\begin{aligned} \text{Berat pondasi} &= \text{berat sendiri} \times \text{jumlah tiang} \\ &= 12,246 \times 3 \\ &= 36,738 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Maka ditotal:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= F_z + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} \\ &= 383,93398 + 21,3888 + 36,738 \\ &= 639,74201 \text{ ton} > Q_{pg} = 516,1041375 \text{ ton (YES)} \end{aligned}$$

Nilai  $\Sigma V$  lebih kecil dari pada daya dukung kelompok tiang, maka digunakan 3 tiang. Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang bor akan dihitung sebagai berikut :

Untuk  $X_1 = 0$  ;  $Y_1 = 0,75$

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{f_z}{n} + \frac{M_y \cdot X_1}{n_y \cdot \Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_1}{n_x \cdot \Sigma Y^2} \\ &= \frac{383,93398}{3} + \frac{-1,58251 \times (0)}{2 \times 0} + \frac{8,46361 \times 0,75}{1 \times 0,5625} \\ &= 139,2628067 \text{ ton} \end{aligned}$$

Untuk  $X_2 = -0,75$  ;  $Y_2 = -0,514$

$$\begin{aligned} P_2 &= \frac{f_z}{n} + \frac{M_y \cdot X_2}{n_y \cdot \Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_2}{n_x \cdot \Sigma Y^2} \\ &= \frac{383,93398}{3} + \frac{-1,58251 \times (-0,75)}{2 \times 0,5625} + \frac{8,46361 \times (-0,514)}{1 \times 0,5625} \\ &= 112,5668327 \text{ ton} \end{aligned}$$

Untuk  $X_3 = 0,75$  ;  $Y_3 = -0,514$

$$\begin{aligned} P_3 &= \frac{f_z}{n} + \frac{M_y \cdot X_3}{n_y \cdot \Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_3}{n_x \cdot \Sigma Y^2} \\ &= \frac{383,93398}{3} + \frac{-1,58251 \times (0,75)}{2 \times 0,5625} + \frac{8,46361 \times (-0,514)}{1 \times 0,5625} \end{aligned}$$

$$= 110,4568194 \text{ ton}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 139,2628067 \text{ ton} < Q_a = 196,6111 \text{ ton (OK)}$$

Daya dukung kekuatan beban borepile:

$$F_c' = 30 \text{ Mpa} = 305,8103976 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{tiang}} = A \times F_c'$$

$$= 1962,5 \times 305,8103976$$

$$= 600152,9052 \text{ kg}$$

$$= 600,1529052 \text{ ton}$$

Kontrol kekuatan bahan borepile

$$P_{\text{tiang}} = 600,1529052 \text{ ton} > P_{\max} = 140,954287 \text{ ton (AMAN)}$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi borepile tipe 1 dengan diameter 50cm dengan kedalaman 26 m berjumlah 4 tiang aman digunakan.

- Beban yang terjadi

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{83,68884613 + 56,07974842 + 58,85332072}{3} \times 2,75^2$$
$$= 277,9566939 \text{ ton}$$

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$P_{\text{telapak}} = q_s \times (A_{\text{telapak}} - A_{\text{tiang bor}})$$
$$= 8,815 \times 7,5625$$
$$= 64,933 \text{ ton/m}^2$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$P_{\text{gabungan}} = P_{\text{telapak}} + P_{\text{tiang bor}}$$
$$= 64,93349375 + 600,1529052$$
$$= 665,0863989 > 277,9566939 \text{ (OK)}$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol daya dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan. (syarat memenuhi,  $P_{\text{gabungan}} > P_{\text{terjadi}}$ ).

- Perhitungan Daya Dukung Lateral

Penentuan kriteria tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{F_c'} \\ &= 4700 \times 5,477225575 \\ &= 25742,9602 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{64} \pi D^4 \\ &= 0,015625 \times 3,142857143 \times 6250000 \\ &= 306919,6429 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata dari data SPT di sepanjang tiang adalah 28,423 blows/ft. sehingga, bias dilihat dalam tabel berikut:

Kepadatan	Dr		Nspt		qc		Ø	
Sangat lepas	< 0,15		< 4		< 20		< 20	
Lepas	0,15	- 0,35	4	- 10	20	- 40	30	- 35
Padat lepas	0,35	- 0,65	10	- 30	40	- 120	35	- 40
Padat	0,65	- 0,85	30	- 50	120	- 200	40	- 45
Padat sedang	0,85	- 1,00	> 50		> 200,		> 45	

Gambar 4.23 Korelasi kepadatan relatif tanah pasir dengan

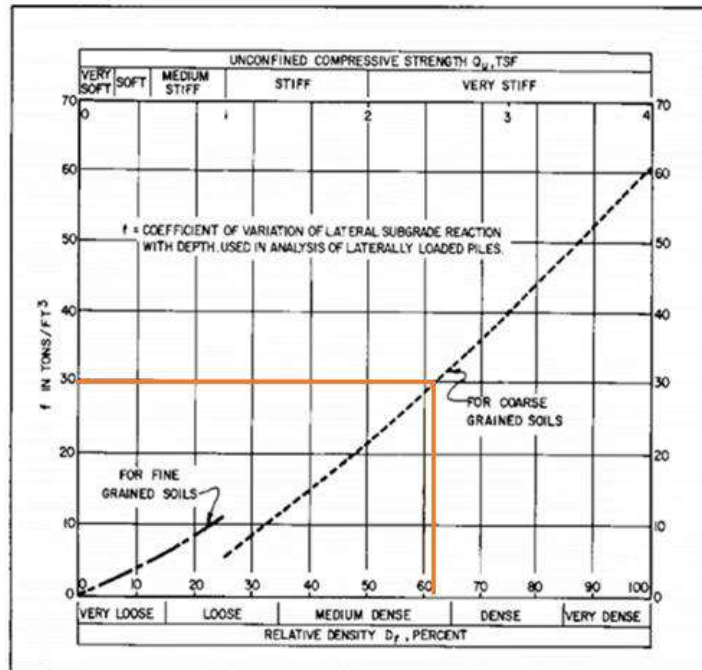
SPT pondasi tipe II

Nilai = 28,4231 blows/ft termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 – 0,65

$$N_1 = 10 \quad Dr_1 = 0,35$$

$$N_2 = 30 \quad Dr_2 = 0,65$$

$$\begin{aligned} Dr &= Dr_1 + \frac{N_c - N_1}{N_2 - N_1} \times Dr_2 - Dr_1 \\ &= 0,35 + \frac{28,432 - 10}{30 - 10} \times 0,65 - 0,35 \\ &= 0,62648 \\ &= 62,648 \% \end{aligned}$$



Gambar 4.24 Hubungan  $\eta h$  dengan kepadatan rekatif ( $D_r$ )

tanah pasir pondasi tipe II

Menurut grafik diatas didapat nilai  $\eta h = 30 \text{ ton/ft}^2 = 1,0594 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned}
 T &= 5\sqrt{\frac{E_p x l_p}{\eta h}} \\
 &= 5\sqrt{\frac{25742,9602 \times 306919,6429}{1,059}} \\
 &= 94,30993421 \text{ cm} \\
 &= 0,943099342 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:

$$L > 4 T$$

$$26,00 > 4 (0,943099342)$$

$$26,00 > 3,772397368$$

Maka dapat digunakan termasuk jenis tiang panjang (elastis). D dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

**a) Nilai  $\gamma$  (Berat Jenis)**

Nilai kepadatan relative (Dr) yaitu 62,635 % diinputkan dalam tabel:

Kepadatan	Dr		$\gamma$
Sangat lepas	< 0,15		< 100
Lepas	0,15	- 0,35	95 - 125
Padat lepas	0,35	- 0,65	110 - 130
Padat	0,65	- 0,85	110 - 140
Padat sedang	0,85	- 1,00	>130

Gambar 4.25 Korelasi nilai SPT dengan berat jenis pondasi tipe II

Nilai  $\Gamma = 0,6263462$  termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 110 – 130

$$Dr1 = 0,35 \quad \gamma1 = 110$$

$$Dr2 = 0,65 \quad \gamma2 = 130$$

$$\begin{aligned} \Gamma &= \gamma1 + \frac{Dr-Dr1}{Dr2-Dr1} \times \gamma2 - \gamma1 \\ &= 110 + \frac{0,62648-0,35}{0,65-0,35} \times 130 - 110 \\ &= 128,432 \text{ Pcf} \\ &= 2,057283288 \text{ ton/m}^3 \end{aligned}$$

**b) Nilai  $\phi$  (Sudut Geser)**

Nilai kepadatan relative (Dr) yaitu = 0,6263 diinput dalam tabel:

Kepadatan	Dr		qc	$\phi$
Sangat lepas	< 0,15		< 20	< 20
Lepas	0,15	- 0,35	20 - 40	30 - 35
Padat lepas	0,35	- 0,65	40 - 120	35 - 40
Padat	0,65	- 0,85	120 - 200	40 - 45
Padat sedang	0,85	- 1,00	> 200	> 45

Gambar 4.26 Korelasi kepadatan relatif tanah pasir dengan SPT pondasi tipe II

Nilai  $\phi = 0,63$  termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 35-40

$$Dr1 = 0,35 \quad \phi1 = 35$$

$$Dr2 = 0,65 \quad \phi2 = 40$$

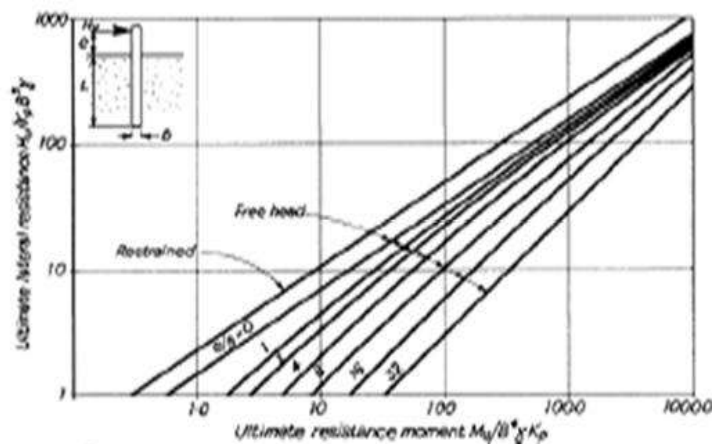
$$\begin{aligned} \phi &= Dr1 + \frac{Dr-Dr1}{Dr2-Dr1} \times \phi2 - \phi1 \\ &= 35 + \frac{0,62648-0,35}{0,65-0,35} \times 40 - 35 \\ &= 39,608 = 39^\circ \end{aligned}$$

c) Nilai Kp

$$\begin{aligned}
 K_p &= \tan^2 \alpha + \frac{c}{\gamma z} \\
 &= \tan^2 45^\circ + \frac{39}{2} \\
 &= \tan^2 45^\circ + 19,5 \\
 &= 2,0965
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai di atas akan didapatkan nilai berikut:

$$\begin{aligned}
 &= \frac{M_u}{B^4 \gamma K_p} = \frac{\frac{1}{8} Q L^2}{B^4 \gamma K_p} = \frac{0,125 \times 12,246 \times 676,00}{0,0625 \times 2,057283288 \times 2,0965} \\
 &= 3838,6815 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.27 Hubungan antara  $M_u/B^4 \cdot \gamma \cdot K_p$  dan  $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$

pondasi tipe II

Maka akan mendapat nilai  $H_u/K_p \cdot B^3 \cdot \gamma$  yaitu : 250

$$\begin{aligned}
 X_o &= 0,82 \sqrt{\frac{h_u}{\gamma \times B \times K_p}} \\
 &= 0,82 \sqrt{250} \\
 &= 12,96533841
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_u &= \frac{2 \times M_u}{e + 0,67 \times X_o} \\
 &= \frac{2 \times 1034,787}{0 + 0,67 \times 12,96533841} \\
 &= 238,2441801
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_{ua} &= \frac{238,2441801}{2,5} \\
 &= 95,29767202 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Nilai  $F_y$  dan ETABS adalah 285,43 kg = 0,2854 ton

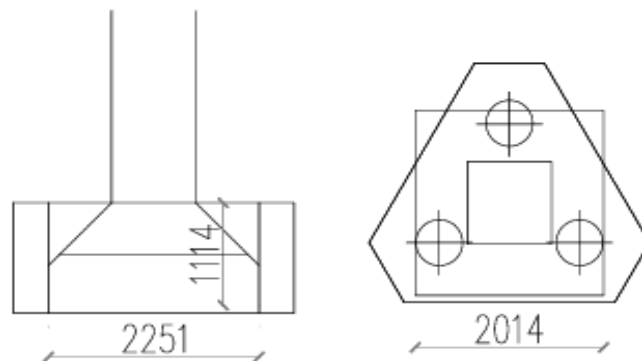
Nilai  $F_y$  akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya,  
yaitu : 3 tiang

$$\frac{f_y}{3 \text{ tiang}} = \frac{0,2854}{3} = 0,0951333 \text{ ton} > 95,29767202 \text{ ton}$$

f) Perhitungan kontrol geser

### 1. Kontrol Geser Akibat Kolom

$f_c'$	=	30	Mpa
$f_y$	=	400	Mpa
Tebal selimut	=	75	mm
Tebal pilecap	=	1600	mm
Tul. Pokok	=	D 22	
Tul. Tekan	=	D 22	
b kolom	=	900	mm
h kolom	=	900	mm



Gambar 4.28 Bidang geser pons akibat kolom pondasi tipe 2

a. Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} \\ &= 1600 - 75 \\ &= 1514 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b' &= c + d \\ &= 900 + 1514 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2414 \text{ mm} \\
 b_o &= 4 \times b' \\
 &= 4 \times 2414 \\
 &= 9656 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c. Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{900}{900} = 1$$

- d. as = 40 untuk kolom dalam  
as = 30 untuk kolom tepi  
as = 20 untuk kolom sudut

maka dipakai : as = 40 (karena termasuk kolom bagian dalam)

e. kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
 \text{I. } V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_o \times d \\
 &= 1 + \frac{2}{1} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 9656 \times 1514 \\
 &= 26691,85616 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 26691,85616 \\
 &= 20018,89212 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{II. } V_c &= \frac{1}{12} + \frac{a_s \times d}{b_o} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\
 &= \frac{1}{12} + \frac{40 \times 1514}{9656} \times \sqrt{30} \times 9656 \times 1514 \\
 &= 80073,09114 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 80073,09114 \\
 &= 60054,81835 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{III. } V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 9656 \times 1514 \\
 &= 26690,85616 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
 &= 0,75 \times 26690,85616 \\
 &= 20018,14212 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil; yaitu : 20018,14212 KN

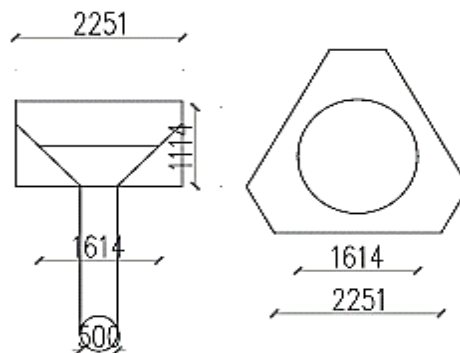
Maka,  $P_{max} = 140,954287 \text{ kg} = 1409,54287 \text{ KN} < 20018,14212 \text{ KN}$   
(AMAN)

Karena  $P_{max} < \phi V_c$  maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser

## 2. Kontrol Geser Akibat Bore Pile

Data Perencanaan:

$f_c'$	=	30	Mpa
$f_y$	=	400	Mpa
Tebal selimut	=	75	mm
Tebal pilecap	=	1600	mm
Tul. Pokok	=	D 22	
Tul. Tekan	=	D 22	
b kolom	=	500	mm
h kolom	=	500	mm



Gambar 4.29 Bidang geser pons akibat bore pile pondasi tipe II

a) Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} \\ &= 1600 - 75 \\ &= 1514 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) Bidang kritis geser pons

$$b' = c + d$$

$$\begin{aligned}
&= 500 + 1514 \\
&= 2014 \text{ mm} \\
b_o &= \pi \times b' \\
&= 3,142857143 \times 2014 \\
&= 6329,714286 \text{ mm}
\end{aligned}$$

c) Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{500}{500} = 1$$

d) Nilai  $a_s$  yang dipakai

$$\begin{aligned}
a_s &= 40 \quad \text{untuk kolom dalam} \\
a_s &= 30 \quad \text{untuk kolom tepi} \\
a_s &= 20 \quad \text{untuk kolom sudut}
\end{aligned}$$

Maka dipakai :  $a_s = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)

e) kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
\text{I. } V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_o \times d \\
&= 1 + \frac{2}{1} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 6329,714286 \times 1514 \\
&= 17497,42642 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
&= 0,75 \times 17497,42642 \\
&= 13123,06982 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{II. } V_c &= \frac{1}{12} + \frac{a_s \times d}{b_o} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\
&= \frac{1}{12} + \frac{40 \times 1514}{9656} \times \sqrt{30} \times 6329,714286 \times 1514 \\
&= 52490,07657 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
&= 0,75 \times 52490,07657 \\
&= 39367,55743 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{III. } V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d \\
&= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 6329,714286 \times 1514
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 17496,42642 \text{ KN} \\
\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
&= 0,75 \times 17496,42642 \\
&= 13122,31982 \text{ KN}
\end{aligned}$$

Diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil; yaitu : 13122,31982 KN

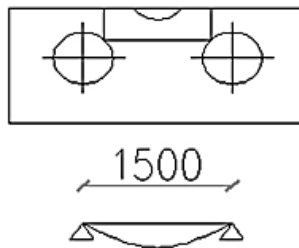
Maka  $P_{max} = 140,954287 \text{ kg} = 1409,54287 \text{ KN} < 13122,31982 \text{ KN}$

(AMAN) Karena  $P_{max} < \phi V_c$  maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

f) Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe 2

Untuk penulangan pilecap pondasi sebagai berikut :

a. Penulangan arah X



Gambar 4.30 Skema pembebanan arah X pilecap pondasi tipe 2

$$\begin{aligned}
R_{av} &= P_1 \\
&= 139,2628067 \text{ ton} \\
R_{bv} &= P_2 \\
&= 112,5668327 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Diambil nilai terbesar = 139,2628067 ton

$$\begin{aligned}
\text{Momen yang bekerja} &= M_1 = 139,2628067 \times 0,75 \\
&= 104,447105 \text{ ton.m} \\
&= 1024276202 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Tarik As} &= A = \frac{\pi}{43} \times d^2 \\
&= A = \frac{3,14}{3} \times 484 \\
&= 507,047619 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$A_s = 10 \times 380,2857143 = 507,047619 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan Tarik } A_s' &= A = \frac{\pi}{3} \times d^2 \\
 &= A = \frac{3,14}{3} \times 484 \\
 &= 507,047619 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_s = 10 \times 380,2857143 = 507,047619 \text{ mm}^2$$

$$b = 3000 \text{ mm}$$

$$d' = \text{tebal selimut} + \frac{1}{2} \times 22$$

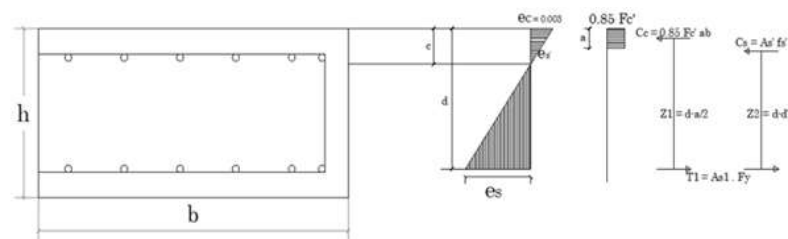
$$= 75 + 11$$

$$= 86 \text{ mm}$$

$$d = h - d'$$

$$= 1600 - 86$$

$$= 1514 \text{ mm}$$



Gambar 4.31 Penampang pilecap dan diagram tegangan momen positif tumpuan kiri

Jika dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$C_c + C_s = T$$

$$0,85 f_c' . a . b + A_s' . f_s' = A_s . f_s$$

$$\text{Substitusi nilai } f_s = \frac{f_s'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times E_s$$

$$\epsilon c = 0,003$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 600$$

$$\text{Substitusi nilai } f_s' = \frac{f_s'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times E_s$$

$$\epsilon c = 0,003$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times E_s$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$fs' = \frac{c-d'}{c} \times 600$$

$$0,85 \times fc' \times \beta 1 \times c \times b \times c + 600 \times As' \times c - 600 \times d' \times As' = 600 \times As \times d$$

$$As \times 600 \times c$$

$$0,85 \times fc' \times \beta 1 \times c^2 \times b \times c + 600 \times As' \times c - 600 \times d' \times As' = 600 \times As$$

$$0,85 \times 30 \times 0,84 \times c^2 \times 3000 \times c + 600 \times 5070,47619 \times c - 600 \times 86 \times$$

$$5070,47619 = 600 \times 5070,47619 \times 1514 - 5070,47619 \times 600 \times c$$

$$64260 \times c^2 + 3042285,714 \times c - 261636571,4 = 4606020571 \frac{3}{7} - 3042285,714 \times c$$

$$64260 \times c^2 + 6084571,429 \times c - (-4867657143) = 0$$

$$64260 \times c^2 + 6084571,429 \times c - (-4867657143) = 0$$

$$64260 \times 53789,18703 + 6084571,429 \times 231,9249599 - 4867657143 =$$

$$0$$

$$3456493158 + 1411163985 - 4867657143 =$$

$$0$$

$$4867657143 - 4867657143 =$$

$$0$$

$$\text{Maka dipakai nilai } c = 231,9249599 > 86$$

$$5841188571 - 5841188571 =$$

$$0$$

Dihitung dengan rumus ABC

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$c = \frac{(-6084571,429) \pm \sqrt{37022009469388 - 4(64260)(-4867657143)}}{2 \times 64260}$$

$$c+ = \frac{(-6084571,429) + \sqrt{37022009469388 - 4(64260)(-4867657143)}}{2 \times 64260}$$

$$c+ = 231,9249599$$

$$c- = \frac{(-6084571,429) - \sqrt{37022009469388 - 4(64260)(-4867657143)}}{2 \times 64260}$$

$$c- = -326,6117235$$

$$\text{Maka dipakai nilai } c = 231,9249599 > 86$$

Dari nilai c (garis netral) ternyata lebih besar dari d', maka lanjutkan menghitung nilai a :

$$\begin{aligned}
 a &= \beta \times c \\
 &= 0,84 \times 231,9249599 \\
 &= 194,8169663 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{d'-c}{c} \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{231,9249599-86}{231,9249599} \times 0,003$$

$$\epsilon_{s'} = 0,001887571$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{d'-c}{c} \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{1514-231,9249599}{231,9249599} \times 0,003$$

$$\epsilon_{s'} = 0,016583921$$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es}$$

$$\epsilon_y = \frac{400}{200000}$$

$$\epsilon_y = 0,002$$

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_{s'} = 0,016583921 > 0,002 > 0,001887571$

Maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum. Dihitung tegangan yang terjadi pada tulangan tekan:

$$\begin{aligned}
 fs' &= \epsilon_{s'} \times Es \\
 &= 0,001887571 \times 200000 \\
 &= 377,5142442 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa (maka dipakai dengan nilai } fs')
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 fs &= \epsilon_s \times Es \\
 &= 0,016583921 \times 200000 \\
 &= 331,678412 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa (maka dipakai } fy = 400 \text{ Mpa)}
 \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 Cc &= 0,85 \times fc' \times a \\
 &= 0,85 \times 30 \times 194,8169663 \\
 &= 14903497,92 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Cs &= As' \times fs' \\
 &= 5070,47619 \times 377,5142442 \\
 &= 1914176,987 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= As \times fs \\
 &= 5070,47619 \times 331,678412
 \end{aligned}$$

$$= 1681767,491 \text{ N}$$

$$C_c + C_s = T$$

$$14903497,92 + 1914176,987 = 1681767,491$$

$$16817674,91 = 1681767,491 \text{ (metode keseimbangan terpenuhi)}$$

Dikarenakan nilai  $f_s$  lebih besar dari pada  $f_y$ , maka digunakan nilai  $f_y$

$$T = A_s \times f_y$$

$$= 5070,47619 \times 400$$

$$= 2028190,476 \text{ N}$$

$$Z_1 = d - \frac{a}{2}$$

$$= 1514 - \frac{194,8169663}{2}$$

$$= 1417 \text{ mm}$$

$$M_n = T \times Z_1$$

$$= 2028190,476 \times 1417$$

$$= 2873117423 \text{ Nmm}$$

$$M_r = \phi \times M_n$$

$$= 0,9 \times 2873117423$$

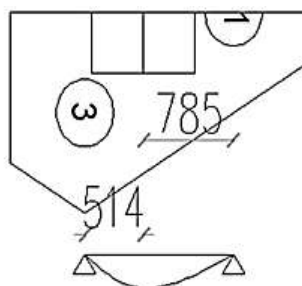
$$= 2585805681 \text{ Nmm}$$

$$\phi \times M_n > M_u$$

$$2873117423 > 1040697466 \text{ (memenuhi)}$$

Dari perhitungan diatas maka didapat : 10 D 22 atau D 22 – 333

b. Penulangan arah Y



Gambar 4.32 Skema pembebanan arah Y pilecap pondasi tipe II

$$R_{av} = P_2 + P_1$$

$$\begin{aligned}
&= 112,5668327 + 139,2628067 \\
&= 251,8296394 \text{ ton} \\
R_{bv} &= P1 \\
&= 139,2628067 \text{ ton} \\
\text{Diambil nilai terbesar} &= 251,8296394 \text{ ton} \\
\text{Momen yang bekerja} &= M1 = 251,8296394 \times 0,75 \\
&= 188,8722295 \text{ ton.m} \\
&= 1852836,572 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

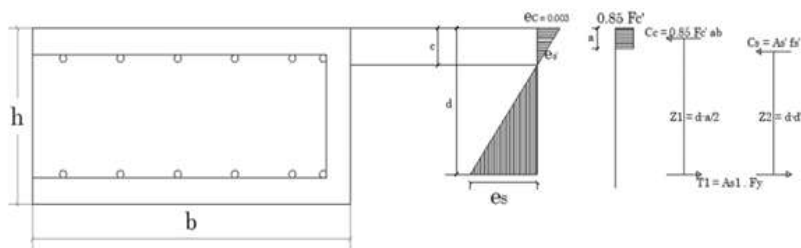
$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Tarik As} &= A = \frac{\pi}{4} \times d^2 \\
&= A = \frac{3,14}{4} \times 484 \\
&= 380,2857143 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$As = 10 \times 380,2857143 = 3802,857143 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Tarik As}' &= A = \frac{\pi}{4} \times d^2 \\
&= A = \frac{3,14}{4} \times 484 \\
&= 380,2857143 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$As = 16 \times 380,2857143 = 6084,571429 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
b &= 2750 \text{ mm} \\
d' &= \text{tebal selimut} + 1/2 \quad (22) \\
&= 75 + 11 \\
&= 86 \text{ mm} \\
d &= h - d' \\
&= 1600 - 86 \\
&= 1514 \text{ mm}
\end{aligned}$$



Gambar 4.33 Penampang pilecap dan diagram tegangan momen positif tumpuan kiri

Jika dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan:

$$C_c + C_s = T$$

$$0,85 f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \cdot f_s$$

$$\text{Substitusi nilai } f_s = \frac{f_s'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times E_s$$

$$\epsilon c = 0,003$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 600$$

$$\text{Substitusi nilai } f_s' = \frac{f_s'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times E_s$$

$$\epsilon c = 0,003$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times E_s$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000$$

$$f_s' = \frac{c-d'}{c} \times 600$$

$$0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times c \times b \times c + 600 \times A_s' \times c - 600 \times d' \times A_s' = 600 \times A_s \times d - A_s \times 600 \times c$$

$$0,85 \times f_c' \times \beta_1 \times c^2 \times b \times c + 600 \times A_s' \times c - 600 \times d' \times A_s' = 600 \times A_s$$

$$0,85 \times 30 \times 0,84 \times c^2 \times 2750 \times c + 600 \times 6084,571429 \times c - 600 \times 86 \times$$

$$6084,571429 = 600 \times 6084,571429 \times 117724 - 6084,571429 \times 600 \times c$$

$$58905 c^2 + 3650742,857 c - 313963885,7 = 429780052114 - 3650742,857c$$

$$58905 c^2 + 7301485,714 c - (-430094016000) = 0$$

$$58905 c^2 + 7301485,714 c - (-430094016000) = 0$$

$$58905 (6974141,656) + 7301485,714 (2640,860022) - 430094016000 = 0$$

$$410811814275 + 19282201725 - 430094016000 = 0$$

$$430094016000 - 430094016000 = 0$$

Maka dipakai nilai  $c = 2640,860022 > 86$

Dari nilai  $c$  (garis netral) ternyata lebih besar dari  $d'$ , maka lanjutkan menghitung nilai  $a$ :

$$\begin{aligned}
 a &= \beta \times c \\
 &= 0,84 \times 213,2113836 \\
 &= 179,0975622 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{d'-c}{c} \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{213,2113836 - 86}{213,2113836} \times 0,003$$

$$\epsilon_{s'} = 0,001789933$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{d'-c}{c} \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{1514 - 213,2113836}{213,2113836} \times 0,003$$

$$\epsilon_{s'} = 0,018302803$$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es}$$

$$\epsilon_y = \frac{400}{200000}$$

$$\epsilon_y = 0,002$$

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_{s'} = 0,018302803 > 0,002 > 0,001789933$

Maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum. Dihitung tegangan yang terjadi pada tulangan tekan:

$$\begin{aligned}
 fs' &= \epsilon_s \times Es \\
 &= 0,0029 \times 200000 \\
 &= 580,4609106 \text{ Mpa} > 400 \text{ Mpa (maka dipakai dengan nilai } fs')
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 fs' &= \epsilon_s \times Es \\
 &= 0,130733707 \times 200000 \\
 &= 26146,74137 \text{ Mpa} > 400 \text{ Mpa (maka dipakai } fy = 400 \text{ Mpa)}
 \end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 Cc &= 0,85 \times fc' \times a \\
 &= 0,85 \times 30 \times 179,0975622 \\
 &= 12559216,55 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Cs &= As' \times fs' \\
 &= 3802,857143 \times 357,9866556 \\
 &= 1361372,11 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= As \times fs \\
 &= 3802,857143 \times 3660,560504
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 13920588,66 \text{ N} \\
C_c &+ C_s = T \\
12559216,55 &+ 1361372,11 = 13920588,66 \\
13920588,66 &= 13920588,66 \text{ (metode keseimbangan terpenuhi)}
\end{aligned}$$

Dikarenakan nilai  $f_s$  lebih besar dari pada  $f_y$ , maka digunakan nilai  $f_y$

$$\begin{aligned}
T &= A_s \times f_y \\
&= 3802,857143 \times 400 \\
&= 1521142,857 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z_1 &= d - \frac{a}{2} \\
&= 1514 - \frac{179,0975622}{2} \\
&= 1424 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= T \times Z_1 \\
&= 1521142,857 \times 1424 \\
&= 2166793797 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

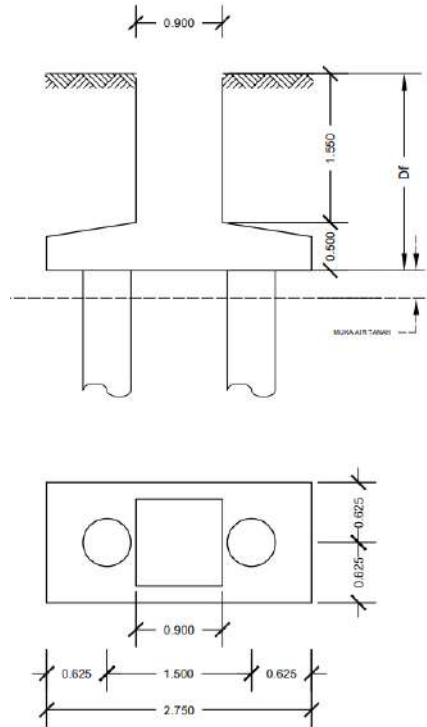
$$\begin{aligned}
M_r &= \phi \times M_n \\
&= 0,9 \times 2166793797 \\
&= 1950114417 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &> M_u \\
2166793797 &> 1291818183 \text{ (memenuhi)}
\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas maka didapat : 10 D 22 atau D 22 – 280

### 4.2.3 Perencanaan Pondasi Tipe III

#### a. Perhitungan Pondasi Telapak



Gambar 4.34 Rencana pondasi telapak setempat

#### b. Perhitungan beban (joint 68)

- Berat sendiri pondasi

$$\begin{aligned} q_1 &= (B \times L \times \text{tebal}) \times B_j. \text{ Beton} \\ &= (2,75 \times 2,75 \times 0,5) \times 2400 \\ &= 9075 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= (B \times L \times (Df-\text{tebal})) - (b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \times (Df-\text{tebal})) \times B_j. \text{ tanah} \\ &= (2,75 \times 2,75 \times (1,6-0,5)) - (0,9 \times 0,9) \times (1,6-0,5) \times 1650 \\ &= 12255,7875 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban total ( $\Sigma V$ )

$$\begin{aligned} \Sigma V &= P_u = F_y + q_1 + q_2 \\ &= 185281,89 + 9075 + 12255,7875 \\ &= 206612,6775 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Perhitungan tegangan yang terjadi ( $\sigma_{maks}$ )

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{V}{A} \pm \frac{M}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z} \\ &= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)} \\ &= \frac{206612,6775}{2,75 \times 2,75} + \frac{29126,16}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} + \frac{-34109,97}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\ &= 25882,8311 \text{ kg/m}^2 = 25,8828311 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \frac{206612,6775}{2,75 \times 2,75} + \frac{29126,16}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} - \frac{-34109,97}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\ &= 45565 \text{ kg/m}^2 = 45,565 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_3 &= \frac{206612,6775}{2,75 \times 2,75} - \frac{29126,16}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} + \frac{-34109,97}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\ &= 28759 \text{ kg/m}^2 = 28,759 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_4 &= \frac{206612,6775}{2,75 \times 2,75} - \frac{29126,16}{1,6 \times 2,75 \times 2,75^2} - \frac{-34109,97}{1,6 \times 2,75^2 \times 2,75} \\ &= 28759 \text{ kg/m}^2 = 28,759 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Diambil nilai terbesar, maka  $\sigma_{maks} = 45,565 \text{ t/m}^2$

d. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzaghi

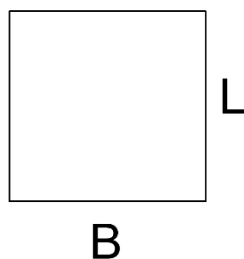
- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

-  $\phi = 19$       **Nc**      **Nq**      **N $\gamma$**

-  $\gamma = 1,65$       **5,70**      **1,00**      **0**

-  $c = 0,25 = 2,5 \text{ t/m}^2$

- Pondasi telapak ukuran 2,75 x 2,75



$$\begin{aligned}
q_u &= 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma \\
&= 1,3.c.N_c + (\gamma.D_f).N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma \\
&= 1,3 \times 2,5 \times 5,7 + (1,65 \times 1,6) \times 1 + 0,4 \times 1,65 \times 2,75 \times 0 \\
&= 21,165 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto ( $q_{u,n}$ )

$$\begin{aligned}
q_{u,n} &= q_u - (D_f \times \gamma) \\
&= 21,165 - (1,6 \times 1,65) \\
&= 18,525 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Daya Dukung aman yang diijinkan ( $q_s$ )

$$\begin{aligned}
q_s &= \frac{q_{u,n}}{SF} + (D_f \times \gamma) \\
&= \frac{18,525}{3} + (1,6 \times 1,65) \\
&= 8,815 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu  $55,57396054 \text{ t/m}^2 > q_s = 8,815 \text{ t/m}^2$ , daya dukungnya tidak aman. Maka pondasi telapak setempat perlu digabung dengan pondasi tiang bor (borepile) untuk menambah daya dukungnya.

#### 4.2.3.1 Beban yang Dilimpahkan ke Tiang Bor

Daya dukung ijin pondasi gabungan ( $q_{ijin \text{ gab.}}$ ) diperoleh dari daya dukung pondasi gabungan yang terdiri dari daya dukung telapak setempat dan tiang bor ( $q_{gab}$ ) dibagi dengan angka keamanan (SF).

- Tegangan yang diberikan ke tiang bor (Strauss) adalah :

$$\begin{aligned}
q_{\text{tiang bor}} &= \sigma_{\text{maks}} - q_s \\
&= 45,565 - 8,815 \\
&= 36,74961695 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Karena hasil yang diperoleh untuk merencanakan tiang bor dalam bentuk tegangan, maka perlu dikalikan dengan luasan tegangan yang terjadi.

- Jadi beban yang dilimpahkan ke tiang bor adalah :

$$\begin{aligned}
P_{\text{tiang bor}} &= \frac{36,74961695 + 36,74961695 + 19,94353815 + 19,94353815}{4} \times 2,75^2 \\
&= 214,3709927 \text{ ton}
\end{aligned}$$

#### 4.2.3.2 Perencanaan pondasi tiang bor diameter 50

##### a. Data Perencanaan

Berikut adalah data pondasi yang akan direncanakan

- Gaya vertikal (Fz) = 185281,89kg = 185,28189 ton
- Momen arah X (Mx) = 29126,16kg.m = 29,12616 ton.m
- Momen arah Y (My) = --34109,97kg.m = -34,10997ton.m
- Diameter tiang (D) = 50 cm = 0,5m
- Kedalaman tiang (H) = 26,00 m
- Tebal pilecap (Hp) / Telapak Setempat = 1,6 m
- Panjang tiang bor (Lf) = 24,40 m
- Luas penampang (Ap) =  $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$   
=  $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 2500$   
= 0,19625 m<sup>2</sup>
- Keliling tiang bor (P) =  $2\pi \cdot r$   
=  $6,28 \times 0,25$   
= 1,570 m<sup>2</sup>
- Luas selimut (As) = P . Lf  
= 1,570 x 26,00  
= 40,82 m<sup>2</sup>
- Berat sendiri (Q) = Ap . Lf . Bj Beton  
= 0,19625 x 26,00 x 2400  
= 12246 kg = 12,246 ton
- Berat bagian tiang bor (Pvtotal) = Ptiang bor + Q  
= 214,3709927 + 12,246  
= 226,6169927 ton

#### **b. Perhitungan daya dukung aksial**

Berdasarkan dengan rumus daya dukung tipe bor yaitu:

$$Q_u = K \times N_b \times A_p + 0,1 \times N_s \times A_s - Q$$

Maka dilakukan perhitungan berikut:

a) Menghitung Qu

Nilai N<sub>spt</sub> pada tanah sekitar ujung tiang dihitung rata-rata antara \*D diatas dasar tiang hingga 4D dibawah dasar tiang, yaitu:

$$\begin{aligned} - 8D \text{ diatas ujung tiang} &= L_f - 8D \\ &= 24,4 - 8 (0,5) \end{aligned}$$

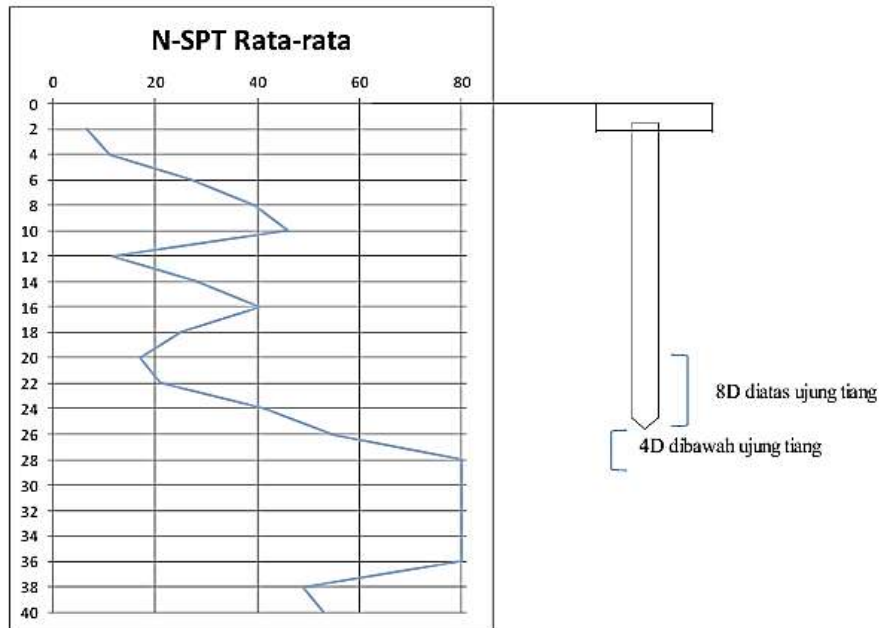
$$= 20,4 \text{ m}$$

- 4D dibawah ujung tiang =  $L_f + 4D$

$$= 24,40 + 4 (0,5)$$

$$= 26,4 \text{ m}$$

Berdasarkan perhitungan diatas, maka dapat digambarkan:



Gambar 4.35 Rencana pondasi tipe III dan grafik SPT

Berikut ini adalah tabel dari kedalaman 22m sampai 28m

Kedalaman (m)	SPT
22,00	21,00
24,00	41,50
26,00	55,00
28,00	80,00
$\Sigma$ SPT	197,50

Tabel 4.25 Nilai SPT pada kedalaman 22 sampai 28 meter (data borlog)

$$N_b = \frac{\Sigma N \text{ Spt}}{4}$$

$$= \frac{197,50}{4}$$

$$= 49,375 \text{ blows/ft}$$

Sementara nilai  $N_s$  di dapat dari nilai rata-rata uji SPT disepanjang tiang dapat dilihat pada kedalaman 26 m yaitu sebagai berikut:

Kedalaman (m)	SPT
2,00	7
4,00	11
6,00	27
8,00	40
10,00	46
12,00	12
14,00	28
16,00	41
18,00	25
20,00	17
22,00	21
24,00	42
26,00	55
$\Sigma$ SPT	370

Tabel 4.26 Nilai SPT pada kedalaman 26 meter

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{\Sigma N_{Spt}}{13} \\
 &= \frac{370}{13} \\
 &= 28,46153846 \text{ blows/ft}
 \end{aligned}$$

Maka, didapat nilai  $Q_u$  :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= K \times N_b \times A_p + 0,1 \times N_s \times A_s - Q \\
 &= 25 \times 49,375 \times 0,19625 + 0,1 \times 28,46153846 \times 40,82 - 12,246 \\
 &= 242,2460938 + 116,18 - 12,246 \\
 &= 346,1800938 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b) Menghitung daya dukung ijin

Sedangkan untuk menghitung nilai daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) terlebih dahulu akan ditentukan faktor keamanan sesuai tabel berikut :

Klasifikasi struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

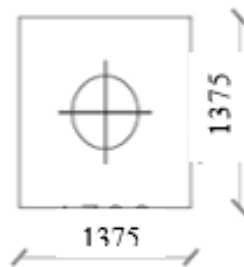
Tabel 4.27 Nilai faktor keamanan pondasi tipe III

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{2,5} \\
 &= \frac{346,1800938}{2,5} \\
 &= 196,6111 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c) Menentukan jumlah tiang kelompok

Sehingga dapat dicari jumlah tiang bor (n) yaitu :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{F_z}{Q_a} \\
 &= \frac{185,28189}{138,4720375} \\
 &= 1,338045524 \\
 &= 1 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.36 Rencana susunan pondasi tipe III

Syarat jarak tiang (s) akan ditentukan sebagai berikut:

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$2,5 D = 2,5 (0,5)$$

$$= 1,25 \text{ m}$$

$$3D$$

$$= 3 (0,5)$$

$$= 1,5 \text{ m}$$

Dicoba menggunakan  $S = 1,25 \text{ m}$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pilecap ditentukan sebagai berikut:

$$S \geq 1,25 D$$

$$S \geq 1,25 (0,5)$$

$$S \geq 0,625 \text{ m}$$

Maka diambil nilai 0,650 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.

d) Menentukan efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang menggunakan metode Feld dengan nilai efisiensi kelompok tiang seperti gambar diatas, dapat juga disajikan secara tabelaris seperti tabel dibawah ini:

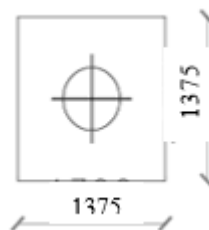
Banyaknya Tiang	Efisiensi (Eg)
1	1
2	0,938
3	0,875
4	0,813
5	0,800
6	0,771
7	0,750
9	0,722
12	0,698

Tabel 4.28 Nilai faktor efisiensi kelompok tiang metode feld

e) Daya dukung kelompok tiang

Setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai daya dukung kelompok tiang yaitu dengan rumus seperti dibawah ini:

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 1 \times 1 \times 138,4720375 \\
 &= 368,8424236 \text{ ton}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.37 Rencana dimensi pilecap pondasi tipe III (1 tiang)

Syarat: Nilai  $Q_{pg} > SV$ , maka nilai  $SV$  akan dihitung sebagai berikut:

-Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap} &= \text{luas} \times \text{tebal} \times B_j. \text{ beton} \\
 &= 1,8906 \times 1,6 \times 2400 \\
 &= 7259,904 \text{ kg} \\
 &= 7,259904 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

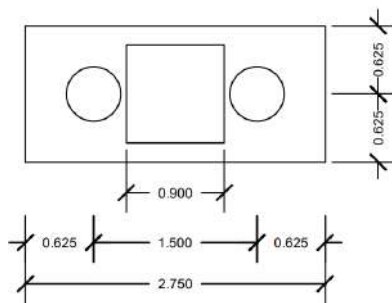
-Menghitung berat pondasi borepile

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap} &= \text{berat sendiri} \times \text{jumlah tiang} \\ &= 12,246 \times 1 \\ &= 12,246 \text{ ton} \end{aligned}$$

-Maka ditotal:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= Fz + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} \\ &= 185,28189 + 7,259904 + 12,246 \\ &= 204,787794 \text{ ton} > Q_{pg} = 138,4720375 \text{ ton (GAGAL)} \end{aligned}$$

Nilai  $\Sigma V$  lebih besar dari pada daya dukung kelompok tiang, maka digunakan 2 tiang.



Gambar 4.38 Rencana susunan pondasi tipe III (2 tiang)

Syarat jarak tiang ( $s$ ) akan ditentukan sebagai berikut :

$$2,5 D \leq S \leq 3D$$

$$\begin{aligned} 2,5 D &= 2,5 (0,5) \\ &= 1,25 \text{ m} \end{aligned}$$

$$3D$$

$$\begin{aligned} 3D &= 3 (0,5) \\ &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Dicoba menggunakan  $S = 1,25 \text{ m}$

Sementara untuk jarak tiang ke tepi pilecap ditentukan sebagai berikut:

$$S \geq 1,25 D$$

$$S \geq 1,25 (0,5)$$

$$S \geq 0,625 \text{ m}$$

Maka diambil nilai 0,650 m untuk jarak tiang ke tepi pilecap.

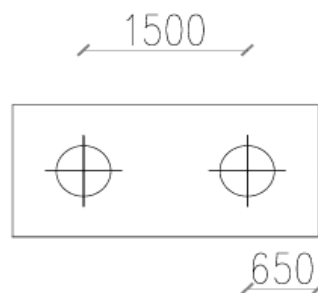
Efisiensi Kelompok Tiang menggunakan metode Feld Nilai efisiensi kelompok tiang seperti gambar diatas, dapat juga disajikan secara tabelaris seperti tabel di bawah ini:

Banyaknya Tiang	Efisiensi (Eg)
1	1
2	0,938
3	0,875
4	0,813
5	0,800
6	0,771
7	0,750
9	0,722
12	0,698

Tabel 4.29 Nilai faktor efisiensi kelompok tiang metode feld

Setelah diketahui nilai efisiensi kelompok tiang, maka dapat diperhitungkan nilai daya dukung kelompok tiang yaitu dengan rumus seperti di bawah ini:

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= E_g \times \Sigma \text{tiang} \times Q_a \\
 &= 0,938 \times 1 \times 138,4720375 \\
 &= 259,7735424 \text{ ton}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.39 Rencana dimensi pilecap pondasi tipe III (2 tiang)

Syarat: Nilai  $Q_{pg} > SV$ , maka nilai  $SV$  akan dihitung sebagai berikut:

- Menghitung berat pilecap

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap} &= \text{luas} \times \text{tebal} \times B_j. \text{ beton} \\
 &= 3,78 \times 1,6 \times 2400 \\
 &= 14515,2 \text{ kg} \\
 &= 14,5152 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Menghitung berat pondasi borepile

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pondasi} &= \text{berat sendiri} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= 12,246 \times 2 \\
 &= 24,492 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Maka ditotal:

$$\begin{aligned}\Sigma V &= Fz + \text{berat pilecap} + \text{berat pondasi} \\ &= 185,28189 + 12,246 + 24,492 \\ &= 222,01989 \text{ ton} < Q_{pg} = 259,7735424 \text{ ton (YES)}\end{aligned}$$

Nilai  $\Sigma V$  lebih kecil dari pada daya dukung kelompok tiang, maka digunakan 2 tiang. Beban maksimum yang dapat diterima oleh pondasi tiang bor akan dihitung sebagai berikut :

$$\text{Untuk } X1 = -0,75 ; Y1 = 0$$

$$\begin{aligned}P1 &= \frac{fz}{n} + \frac{My.X1}{ny.\Sigma X^2} + \frac{Mx.Y1}{nx.\Sigma Y^2} \\ &= \frac{185,28189}{2} + \frac{-34,10997 x(-0,75)}{2 x 0,5625} + \frac{29,12616 x 0}{2 x 0} \\ &= 115,380925 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\text{Untuk } X2 = 0,75 ; Y2 = 0$$

$$\begin{aligned}P2 &= \frac{fz}{n} + \frac{My.X2}{ny.\Sigma X^2} + \frac{Mx.Y2}{nx.\Sigma Y^2} \\ &= \frac{185,28189}{2} + \frac{-34,10997 x(0,75)}{2 x 0,5625} + \frac{29,12616 x 0}{2 x 0} \\ &= 69,900965 \text{ ton}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, didapat:

$$P_{\max} = 115,380925 \text{ ton} < Q_a = 138,4720375 \text{ ton (OK)}$$

Daya dukung kekuatan beban borepile:

$$F_c' = 30 \text{ Mpa} = 305,8103976 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{tiang}} = A \times F_c'$$

$$= 1962,5 \times 305,8103976$$

$$= 600152,9052 \text{ kg}$$

$$= 600,1529052 \text{ ton}$$

Kontrol kekuatan bahan borepile

$$P_{\text{tiang}} = 600,1529052 \text{ ton} > P_{\max} = 115,380925 \text{ ton (AMAN)}$$

Dapat disimpulkan bahwa pondasi borepile tipe 1 dengan diameter 50cm dengan kedalaman 26 m berjumlah 2 tiang aman digunakan.

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$P_{\text{telapak}} = q_s \times (\text{Atelapak} - \text{Atiang bor})$$

$$= 8,815 \times (7,5625 - 0,19625)$$

$$= 64,93349375 \text{ ton/m}^2$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$P \text{ gabungan} = P \text{ telapak} + P \text{ tiang bor}$$

$$= 64,93349375 + 600,1529052$$

$$= 665,0863989 > 106,4750194 \text{ (OK)}$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol daya dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan. (syarat memenuhi, P gabungan > P terjadi).

- Perhitungan Daya Dukung Lateral

Penentuan kriteria tiang

$$E_p = 4700 \times \sqrt{F_c'}$$

$$= 4700 \times 5,477225575$$

$$= 25742,9602 \text{ N/mm}^2$$

$$I_p = \frac{1}{64} \pi D^4$$

$$= 0,015625 \times 3,142857143 \times 6250000$$

$$= 306919,6429 \text{ cm}^4$$

Nilai rata-rata dari data SPT di sepanjang tiang adalah 28,423 blows/ft. sehingga, bias dilihat dalam tabel berikut:

Kepadatan	Dr		Nspt		qc		Ø	
Sangat lepas	< 0,15		< 4		< 20		< 20	
Lepas	0,15	- 0,35	4	- 10	20	- 40	30	- 35
Padat lepas	0,35	- 0,65	10	- 30	40	- 120	35	- 40
Padat	0,65	- 0,85	30	- 50	120	- 200	40	- 45
Padat sedang	0,85	- 1,00	> 50		> 200,		> 45	

Tabel 4.30 Korelasi kepadatan relatif tanah pasir dengan SPT pondasi tipe III

Nilai = 28,4231 blows/ft termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 0,35 – 0,65

$$N_1 = 10 \quad Dr_1 = 0,35$$

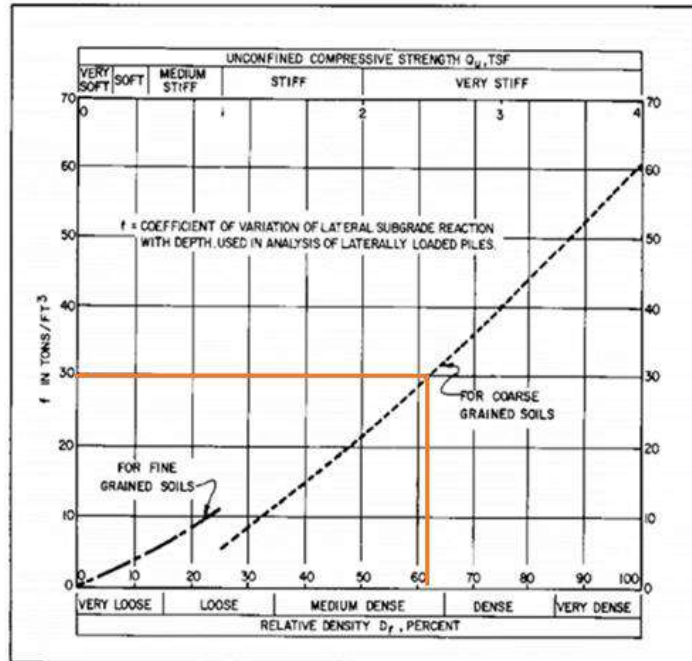
$$N_2 = 30 \quad Dr_2 = 0,65$$

$$Dr = Dr_1 + \frac{N_c - N_1}{N_2 - N_1} \times Dr_2 - Dr_1$$

$$= 0,35 + \frac{28,432 - 10}{30 - 10} \times 0,65 - 0,35$$

$$= 0,62648$$

$$= 62,648 \%$$



Gambar 4.40 Hubungan  $\eta h$  dengan  $D_r$  tanah pasir pondasi tipe III

Menurut grafik diatas didapat nilai  $\eta h = 30 \text{ ton/ft}^2 = 1,0594 \text{ kg/cm}^3$

$$\begin{aligned} T &= 5\sqrt{\frac{E_p \times l_p}{\eta h}} \\ &= 5\sqrt{\frac{25742,9602 \times 306919,6429}{1,059}} \\ &= 94,310 \text{ cm} \\ &= 0,94 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga bila dimasukkan dalam syarat:

$$L > 4 T$$

$$26,00 > 4 (0,943099342)$$

$$26,00 > 3,772397368$$

Maka dapat digunakan termasuk jenis tiang panjang (elastis). Dicari menggunakan tabel korelasi sebagai berikut:

#### a. Nilai $\gamma$ (Berat Jenis)

Nilai kepadatan relative ( $D_r$ ) yaitu 62,635 % diinputkan dalam tabel:

Kepadatan	Dr			γ		
Sangat lepas	< 0,15			< 100		
Lepas	0,15	-	0,35	95	-	125
Padat lepas	0,35	-	0,65	110	-	130
Padat	0,65	-	0,85	110	-	140
Padat sedang	0,85	-	1,00	>130		

Tabel 4.31 Korelasi nilai SPT dengan berat jenis pondasi tipe III

Nilai = 0,6263462 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 110 – 130

$$Dr_1 = 0,35 \quad \gamma_1 = 110$$

$$Dr_2 = 0,65 \quad \gamma_2 = 130$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_1 + \frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \times \gamma_2 - \gamma_1 \\ &= 110 + \frac{0,62648 - 0,35}{0,65 - 0,35} \times 130 - 110 \end{aligned}$$

$$= 128,432 \text{ Pcf}$$

$$= 2,057283288 \text{ ton/m}^3$$

#### b. Nilai $\phi$ (Sudut Geser)

Nilai kepadatan relative (Dr) yaitu = 0,6263 diinput dalam tabel:

Kepadatan	Dr			qc			Ø		
Sangat lepas	< 0,15			< 20			< 20		
Lepas	0,15	-	0,35	20	-	40	30	-	35
Padat lepas	0,35	-	0,65	40	-	120	35	-	40
Padat	0,65	-	0,85	120	-	200	40	-	45
Padat sedang	0,85	-	1,00	> 200,			> 45		

Tabel 4.32 Korelasi kepadatan relatif tanah pasir dengan SPT pondasi tipe III

Nilai = 0,63 termasuk kepadatan padat lepas dengan nilai 35-40

$$Dr_1 = 0,35 \quad \phi_1 = 35$$

$$Dr_2 = 0,65 \quad \phi_2 = 40$$

$$\begin{aligned} \phi &= Dr_1 + \frac{Dr - Dr_1}{Dr_2 - Dr_1} \times \phi_2 - \phi_1 \\ &= 35 + \frac{0,62648 - 0,35}{0,65 - 0,35} \times 40 - 35 \\ &= 39,608 = 39^\circ \end{aligned}$$

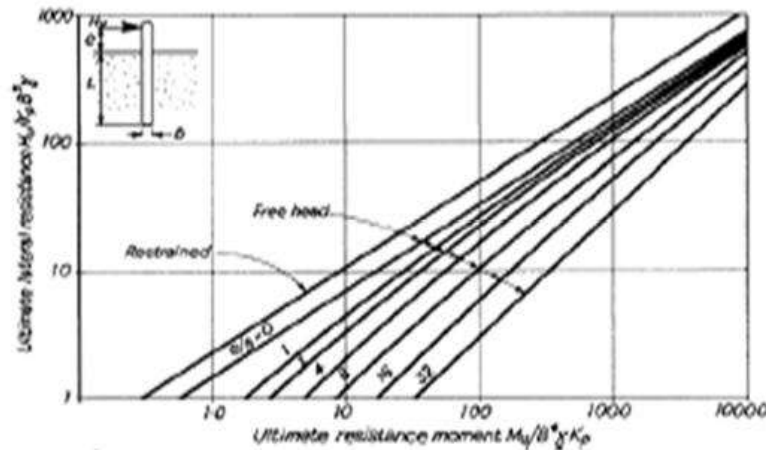
#### c. Nilai Kp

$$K_p = \tan^2 \times 45^\circ + \phi/2$$

$$\begin{aligned}
&= \tan^2 \times 45^\circ + 39/2 \\
&= \tan^2 \times 45^\circ + 19,804 \\
&= 2,0965
\end{aligned}$$

Dari ketiga nilai di atas akan didapatkan nilai berikut :

$$\begin{aligned}
&= \frac{Mu}{B^4 \times \gamma \times Kp} = \frac{\frac{1}{8} \times Q \times L^2}{B^4 \times \gamma \times Kp} = \frac{0,125 \times 12,246 \times 676,00}{0,0625 \times 2,057283288 \times 2,0965} \\
&= 3838,680635 \text{ ton.m}
\end{aligned}$$



Gambar 4. 41 Hubungan antara  $Mu/B^4 \cdot \gamma \cdot Kp$  dan  $Hu/Kp \cdot B^3 \cdot \gamma$  pondasi tipe III

Maka akan mendapat nilai  $Hu/Kp \cdot B^3 \cdot \gamma$  yaitu : 250

$$\begin{aligned}
X_o &= 0,82 \sqrt{\frac{hu}{\gamma \times B \times Kp}} \\
&= 0,82 \sqrt{250} \\
&= 12,96533841 \\
H_u &= \frac{2 \times Mu}{e + 0,67 \times X_o} \\
&= \frac{2 \times 911,34732}{0 + 0,67 \times 12,96533841} \\
&= 209,8240459 \\
H_{ua} &= \frac{209,8240459}{2,5} \\
&= 83,92961837 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Nilai  $F_y$  dan ETABS adalah 285,43 kg = 0,2854 ton

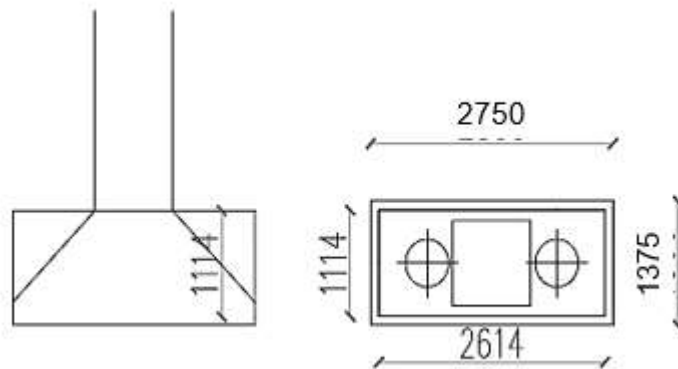
Nilai  $F_y$  akan dibagi sejumlah tiang yang sudah dihitung sebelumnya, yaitu: 2 tiang

$$\frac{f_y}{3 \text{ tiang}} = \frac{0,2854}{3} = 0,0951333 \text{ ton} > 83,92961837 \text{ ton}$$

**a. Perhitungan kontrol geser**

**1. Kontrol Geser Akibat Kolom**

- fc' = 30 Mpa
- fy = 400 Mpa
- Tebal selimut = 75 mm
- Tebal pilecap = 1600 mm
- Tul. Pokok = D 22
- Tul. Tekan = D 22
- b kolom = 900 mm
- h kolom = 900 mm



Gambar 4.42 Bidang geser pons akibat kolom pondasi tipe III

a. Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} \\ &= 1600 - 75 \\ &= 1514 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b' &= c + d \\ &= 900 + 1514 \\ &= 2414 \text{ mm} \\ b_o &= 4 \times b' \end{aligned}$$

$$= 4 \times 2414$$

$$= 9656 \text{ mm}$$

c. Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{900}{900} = 1$$

d. Nilai  $a_s$  yang dipakai

$$a_s = 40 \text{ untuk kolom dalam}$$

$$a_s = 30 \text{ untuk kolom tepi}$$

$$a_s = 20 \text{ untuk kolom sudut}$$

maka dipakai :  $a_s = 40$  (karena termasuk kolom bagian dalam)

e. kuat geser beton maksimum

$$\text{I. } V_c = 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_o \times d$$

$$= 1 + \frac{2}{1} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 9656 \times 1514$$

$$= 26691,85616 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 0,75 \times 26691,85616$$

$$= 20018,89212 \text{ KN}$$

$$\text{II. } V_c = \frac{1}{12} + \frac{a_s \times d}{b_o} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$= \frac{1}{12} + \frac{40 \times 1514}{9656} \times \sqrt{30} \times 9656 \times 1514$$

$$= 80073,09114 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 0,75 \times 80073,09114$$

$$= 60054,81835 \text{ KN}$$

$$\text{III. } V_c = \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 9656 \times 1514$$

$$= 26690,85616 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 0,75 \times 26690,85616$$

$$= 20018,14212 \text{ KN}$$

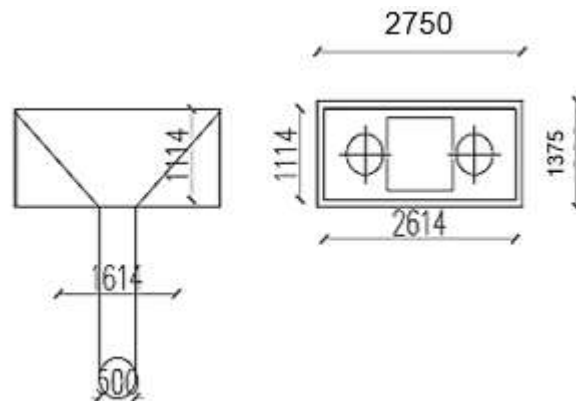
Diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil; yaitu : 20018,14212 KN Maka,  $P_{max} =$

140,954287 kg = 1409,54287 KN < 20018,14212 KN (AMAN) Karena  $P_{max} < \phi V_c$  maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser

## 2. Kontrol Geser Akibat Bore Pile

Data Perencanaan:

$f_c'$	=	30	Mpa
$f_y$	=	400	Mpa
Tebal selimut	=	75	mm
Tebal pilecap	=	1600	mm
Tul. Pokok	=	D 22	
Tul. Tekan	=	D 22	
b kolom	=	500	mm
h kolom	=	500	mm



Gambar 4.43 Bidang geser pons akibat bore pile pondasi tipe III

a. Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pilecap} - \text{tebal selimut} \\
 &= 1600 - 75 \\
 &= 1514 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned}
 b' &= c + d \\
 &= 500 + 1514 \\
 &= 2014 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b_o &= \pi \times b' \\
&= 3,142857143 \times 2014 \\
&= 6329,714286 \text{ mm}
\end{aligned}$$

c. Perbandingan sisi panjang dan pendek kolom ( $\beta_c$ )

$$\beta_c = \frac{500}{500} = 1$$

d. Nilai as yang dipakai

as = 40 untuk kolom dalam

as = 30 untuk kolom tepi

as = 20 untuk kolom sudut

maka dipakai : as = 40 (karena termasuk kolom bagian dalam)

e. kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
\text{I. } V_c &= 1 + \frac{2}{\beta_c} \times \frac{\sqrt{f_c}}{6} \times b_o \times d \\
&= 1 + \frac{2}{1} \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 6329,714286 \times 1514 \\
&= 17497,42642 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
&= 0,75 \times 17497,42642 \\
&= 13123,06982 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{II. } V_c &= \frac{1}{12} + \frac{as \times d}{b_o} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\
&= \frac{1}{12} + \frac{40 \times 1514}{9656} \times \sqrt{30} \times 6329,714286 \times 1514 \\
&= 52490,07657 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
&= 0,75 \times 52490,07657 \\
&= 39367,55743 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{III. } V_c &= \frac{\sqrt{f_c}}{3} \times b_o \times d \\
&= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 6329,714286 \times 1514 \\
&= 17496,42642 \text{ KN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi V_c &= 0,75 \times V_c \\
&= 0,75 \times 17496,42642 \\
&= 13122,31982 \text{ KN}
\end{aligned}$$

Diambil nilai  $\phi V_c$  paling kecil yaitu : 13122,31982 KN

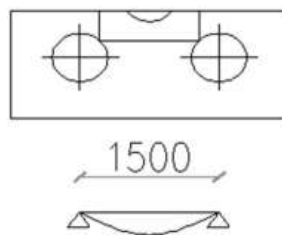
Maka  $P_{max} = 140,954287 \text{ kg} = 1409,54287 \text{ KN} < 13122,31982 \text{ KN}$   
(AMAN)

Karena  $P_{max} < \phi V_c$  maka tebal pilecap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser.

e. Perhitungan Penulangan Pilecap Pondasi Tipe III

Untuk penulangan pilecap pondasi sebagai berikut :

a. Penulangan arah X



Gambar 4.44 Skema pembebanan arah X pilecap pondasi tipe III

$$\begin{aligned} R_{av} &= P_1 \\ &= 115,381 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{bv} &= P_2 \\ &= 69,901 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil nilai terbesar} = 115,380925 \text{ ton}$$

$$\text{Momen yang bekerja} = M_1 = 115,380925 \times 0,75$$

$$= 86,53569375 \text{ ton.m}$$

$$= 848625261,1 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tulangan Tarik As} = A = \frac{\pi}{43} \times d^2$$

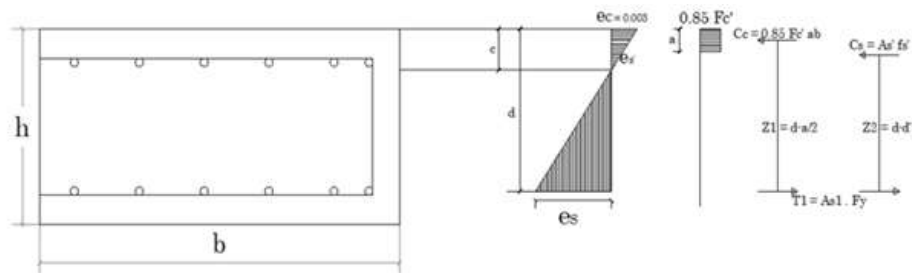
$$= A = \frac{3,14}{4} \times 484$$

$$= 380,2857143 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 5 \times 380,2857143$$

$$= 1901,428571 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Tarik } A_s' &= A = \frac{\pi}{3} \times d^2 \\
&= A = \frac{3,14}{4} \times 484 \\
&= 380,2857143 \text{ mm}^2 \\
A_s &= 5 \times 380,2857143 \\
&= 1901,428571 \text{ mm}^2 \\
b &= 2750 \text{ mm} \\
d' &= \text{tebal selimut} + \frac{1}{2} \times 22 \\
&= 75 + 11 \\
&= 86 \text{ mm} \\
d &= h - d' \\
&= 1600 - 86 \\
&= 1514 \text{ mm}
\end{aligned}$$



Gambar 4.45 Penampang pilecap dan diagram tegangan momen positif tumpuan kiri

Jika dimisalkan garis netral  $> d'$  maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$\begin{aligned}
C_c + C_s &= T \\
0,85 f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' &= A_s \cdot f_s
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Substitusi nilai } f_s &= \frac{f_s'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times E_s \\
\epsilon c &= 0,003 \\
f_s' &= \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times E_s \\
f_s' &= \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000 \\
f_s' &= \frac{c-d'}{c} \times 600
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Substitusi nilai } fs' &= \frac{fs'}{\epsilon c} + \frac{c-d'}{c} \times Es \\ \epsilon c &= 0,003 \\ fs' &= \frac{c-d'}{c} \times \epsilon c \times Es \\ fs' &= \frac{c-d'}{c} \times 0,003 \times 200000 \\ fs' &= \frac{c-d'}{c} \times 600 \end{aligned}$$

$$0,85 \times fc' \times \beta_1 \times c \times b \times c + 600 \times As' \times c - 600 \times d' \times As' = 600 \times As \times d - As \times 600 \times c$$

$$0,85 \times fc' \times \beta_1 \times c^2 \times b \times c + 600 \times As' \times c - 600 \times d' \times As' = 600 \times As$$

$$0,85 \times 30 \times 0,84 \times c^2 \times 2750 \times c + 600 \times 1901,428571 \times c - 600 \times 86 \times$$

$$1901,428571 = 600 \times 1901,428571 \times 1514 - 1901,428571 \times 600 \times c$$

$$58905 \ c^2 + 1140857,143 \ c - 98113714,29 = 1727257714 \ 2/7 -$$

$$1140857,143 \ c$$

$$58905 \ c^2 + 2281714,286 \ c - (-1825371429) = 0$$

$$5841188571 - 5841188571 = 0$$

$$58905 \ c^2 + 2281714,286 \ c - (-1825371429) = 0$$

$$58905 \ 24878,65756 + 2281714,286 \ 157,7296978 - 1825371429 = 0$$

$$1465477324 + 359894104,7 - 1825371429 = 0$$

$$1825371429 - 1825371429 = 0$$

Dihitung dengan rumus ABC

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$c = \frac{(-2281714,29) \pm \sqrt{502220081633 - 4(58905)(-1825371429)}}{2 \times 58905}$$

$$c+ = \frac{(-2281714,29) + \sqrt{502220081633 - 4(58905)(-1825371429)}}{2 \times 58905}$$

$$c+ = 157,7296978$$

$$c- = \frac{(-2281714,29) - \sqrt{502220081633 - 4(58905)(-1825371429)}}{2 \times 58905}$$

$$c- = -196,465192$$

Maka dipakai nilai  $c = 157,7296978 > 86$

Dari nilai  $c$  (garis netral) ternyata lebih besar dari  $d'$ , maka lanjutkan menghitung nilai  $a$  :

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,84 \times 157,7296978$$

$$= 132,4929461 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{d'-c}{c} \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_s' = \frac{157,7296978-86}{157,7296978} \times 0,003$$

$$\epsilon_s' = 0,00136429$$

$$\epsilon_s' = \frac{d'-c}{c} \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_s' = \frac{1514-157,7296978}{157,7296978} \times 0,003$$

$$\epsilon_s' = 0,025796099$$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es}$$

$$\epsilon_y = \frac{400}{200000}$$

$$\epsilon_y = 0,002$$

Karena  $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s' = 0,025796099 > 0,002 > 0,00136429$

Maka tulangan baja tarik telah leleh, baja tekan belum. Dihitung tegangan yang terjadi pada tulangan tekan:

$$f_s' = \epsilon_s \times E_s$$

$$= 0,00136429 \times 200000$$

$$= 272,8580558 \text{ Mpa} > 400 \text{ Mpa (maka dipakai dengan nilai } f_s')$$

$$f_s' = \epsilon_s \times E_s$$

$$= 0,025796099 \times 200000$$

$$= 5159,219809 \text{ Mpa} > 400 \text{ Mpa (maka dipakai } f_y = 400 \text{ Mpa)}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 132,4929461 \times 2750$$

$$= 9291067,848 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times f_s'$$

$$= 1901,428571 \times 272,8580558$$

$$= 518820,1032 \text{ N}$$

$$T = A_s \times f_s$$

$$= 1901,428571 \times 5159,219809$$

$$= 9809887,951 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
C_c &+ C_s = T \\
9291067,848 &+ 518820,1032 = 9809887,951 \\
9809887,951 &= 9809887,951 \text{ (metode keseimbangan terpenuhi)}
\end{aligned}$$

Dikarenakan nilai  $f_s$  lebih besar dari pada  $f_y$ , maka digunakan nilai  $f_y$

$$\begin{aligned}
T &= A_s \times f_y \\
&= 1901,428571 \times 400 \\
&= 760571,4286 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z_1 &= d - \frac{a}{2} \\
&= 1514 - \frac{132,492946}{2} \\
&= 1448 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= T \times Z_1 \\
&= 760571,4286 \times 1448 \\
&= 1101119968 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_r &= \phi M_n \\
&= 0,9 \times 1101119968 \\
&= 991007971,4 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &> M_u \\
1101119968 &> 865356938 \text{ (memenuhi)}
\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas maka didapat: 5 D 22 atau D 22 – 700

#### 4.4.4 Perhitungan Penurunan Pondasi

##### 4.4.4.1 Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal

$$S = S_s + S_p + S_{ps}$$

Dimana:

- Penurunan akibat deformasi aksial tiang ( $S_s$ )

$$\begin{aligned} S_s &= \frac{Q_p + \alpha \times Q_s \times L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{346,18 + 0,5 \times 138 \times 26}{0,19625 \times 25743} \\ &= \frac{10800,8}{5052,06} \\ &= 0,02138 \text{ m} \end{aligned}$$

- Penurunan dari ujung tiang ( $S_p$ )

$$S_s = \frac{C_p \times Q_p}{D \times q_p}$$

Dimana :

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{346,18}{0,19625} \\ &= 1763,98 \text{ m} \end{aligned}$$

Jenis Tanah	Tiang Bor
Pasir (padat hingga lepas)	0,09 - 0,18
Lempung (teguh hingga lunak)	0,03 - 0,06
Lanau (padat hingga lepas)	0,09 - 0,12

Tabel 4.33 Nilai koefisien empiris ( $C_p$ ) (Vesic, 1997)

$$= \frac{0,09 \times 346,18}{0,5 \times 1763,98} = 0,03533$$

- Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang ( $S_{ps}$ )

Jenis Tanah	$E_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Lempung lunak	20 - 40
Lempung sedang	45 - 90
Lempung berpasir	300 - 425

Tabel 4.34 Nilai modulus elastisitas tanah ( $E_s$ ) (Bowles, 1997)

Jenis Tanah	$V_s$
Lempung jenuh	0,04 - 0,05
Lempung tak jenuh	0,1 - 0,3
Lempung berpasir	0,2 - 0,3

Tabel 4.35 Nilai angka poisson tanah ( $V_s$ ) (Bowles, 1997)

$$\begin{aligned}
 Iws &= 2 + 0,35 \times \sqrt{L/D} \\
 &= 2 + 0,35 \times \sqrt{26/0,5} \\
 &= 2 + 0,35 \times 7,211102551 \\
 &= 4,523885
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Sps &= \frac{Q_s}{P \times l} \times \frac{D}{E_s} \times 1 - V_s^2 \times Iws \\
 Sps &= \frac{138,4720375}{1,57143 \times 26} \times \frac{0,5}{900} \times 1 - 0,3^2 \times 4,52389 \\
 &= 0,00775 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_p + Sps \\
 &= 0,0416 \text{ m} \\
 &= 4,16 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Penurunan Ijin Tiang Tunggal

$$\begin{aligned}
 S_{ijin} &= 10\% \times D \\
 &= 5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Penurunan total tiang tunggal < Penurunan ijin

$$0,0416 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

- Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok

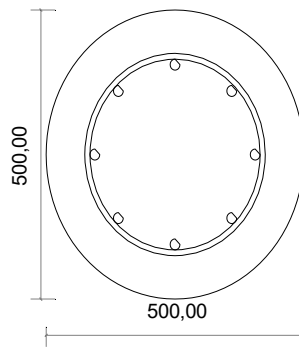
$$\begin{aligned}
 S_g &= S \sqrt{B_g/D} \\
 &= 0,0416 \times 7,416198487 \\
 &= 0,308513857 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

## 4.5 Perhitungan Bore Pile

### 1. Perhitungan Penulangan Lentur Bore Pile

Diketahui :

Diameter	= 500 mm
Dia. Tul sengkang	= 10 mm
Dia. Tul Pokok	= 19 mm
Selimut Beton (Cb)	= 75 mm
Mutu Beton ( $f_c'$ )	= 30 Mpa
Fy ulir	= 400 Mpa
Fy polos	= 240 Mpa
Tebal telapak	= 1600 mm
T bore pile	= 26000 mm
T bore pile bersih	= 24400 mm
$\beta_1$	= 0,85
Es	= 200000 Mpa



**Gambar 4.66** Rencana Penulangan Bore Pile

$$\begin{aligned}
 d &= h - C_b - \text{Øsengkang} - \frac{1}{2} D \text{ pokok} \\
 &= 500 - 75 - 10 - \frac{1}{2} 19 \\
 &= 405,5 \text{ mm} \\
 d' &= 500 - 405,5 \\
 &= 94,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**a. Luas Penampang Bore Pile ( $A_g$ )**

$$\begin{aligned}
 A_g &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \\
 &= 196429 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**b. Jumlah Tulangan Pada Bore Pile 1%-6% dicoba dengan 1%**

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,01 \\
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times A_g \\
 &= 0,01 \times 196429 \\
 &= 1964,3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan minimal 8 D 19 = 2267,1 mm<sup>2</sup> > 1964,3 mm<sup>2</sup>

**c. Beban Sentris**

$$\begin{aligned}
 P_o &= 0,85 \times f_c' (A_g - A_{st}) + F_y \times A_{st} \\
 &= 0,85 \times 30 (196429 - 2267,1) + 400 \times 2267,1 \\
 &= 5857,950 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$P_n = 0,8 \times P_o$$

$$= 0,8 \times 5857,950$$

$$= 4686,36 \text{ KN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \times P_n$$

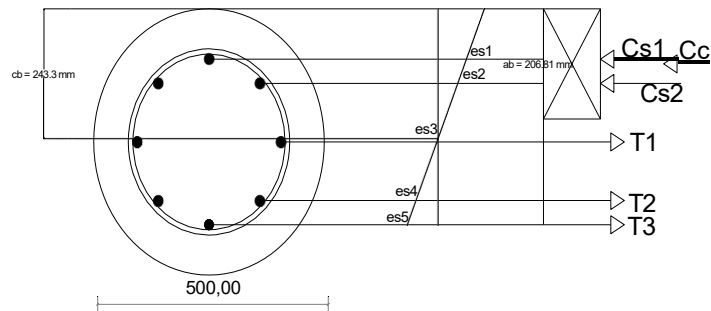
$$= 0,65 \times 4686,36$$

$$= 3046,13 \text{ KN}$$

**d. Kondisi Seimbang**

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{600 \times d}{600 + F_y} \\ &= \frac{600 \times 405,5}{600 + 400} \\ &= 243,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ab &= cb \times \beta \\ &= 243,3 \times 0,85 \\ &= 206,81 \text{ mm} \end{aligned}$$



**Gambar 4.67** Diagram Tegangan dan Regangan Bore Pile Kondisi Seimbang

Menghitung regangan tulangan:

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{f_s}{E_s} = \frac{400}{200000} \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{cb - d'}{cb} \times 0,003 \\ &= \frac{243,3 - 94,5}{243,3} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,0018 < 0,002$$

(dipakai nilai  $f_s$ )

$$\begin{aligned}\epsilon_{s2} &= \frac{243,3-14,04}{243,3} \times 0,003 \\ &= 0,0013 < 0,002 \quad (\text{dipakai nilai fs})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_{s3} &= \frac{243,3-250}{243,3} \times 0,003 \\ &= 0,000083 < 0,002 \quad (\text{dipakai nilai fs})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_{s4} &= \frac{243,3-359,96}{243,3} \times 0,003 \\ &= 0,0014 < 0,002 \quad (\text{dipakai nilai fs})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_{s5} &= \frac{243,3-405,5}{243,3} \times 0,003 \\ &= 0,002 > 0,002 \quad (\text{dipakai nilai fs})\end{aligned}$$

Menghitung tegangan pada tulangan:

$$\begin{aligned}f_{s1}' &= 0,0018 E_s \\ &= 0,0018 \times 200000 \\ &= 366,95 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{s2}' &= 0,0013 E_s \\ &= 0,0013 \times 200000 \\ &= 254,65 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{s3}' &= 0,000083 E_s \\ &= 0,000083 \times 200000 \\ &= 16,523 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{s4}' &= 0,0014 E_s \\ &= 0,00143 \times 200000 \\ &= 287,69 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$f_{s5}' = 0,002 E_s$$

$$= 0,002 \times 200000$$

$$= 400 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik:

$$\begin{aligned} \text{NCc} &= 0,85 \times f_c' \times a_b \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 206,81 \times 500 \\ &= 2636,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NC}_1 &= A_{s'1} \times f_s'1 \\ &= 283,64 \times 367 \\ &= 104,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NC}_2 &= A_{s'2} \times f_s'2 \\ &= 567,29 \times 254,65 \\ &= 144,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT}_1 &= A_{s'3} \times f_s'3 \\ &= 567,29 \times 16,523 \\ &= 9,3732 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT}_2 &= A_{s'4} \times f_s'4 \\ &= 567,29 \times 287,69 \\ &= 163,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{NT}_3 &= A_{s'5} \times f_s'5 \\ &= 283,64 \times 400 \\ &= 113,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung jarak gaya terhadap h/2:

$$\begin{aligned} \text{ZC}_1 &= h/2 - d' \\ &= (500\text{mm}/2) - 94,5 \text{ mm} \\ &= 155,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{ZC}_c = h/2 - ab/2$$

$$= (500 \text{ mm}/2) - (206,81 \text{ mm}/2)$$

$$= 146,6 \text{ mm}$$

$$\text{ZC2} = h/2 - (d' + x)$$

$$= (500\text{mm}/2) - (94,5 \text{ mm} + 45,5)$$

$$= 110 \text{ mm}$$

$$\text{ZT1} = h/2 - (d' + x)$$

$$= (500\text{mm}/2) - (94,5 \text{ mm} + 155,5)$$

$$= 0 \text{ mm}$$

$$\text{ZT2} = d' + (x) - (h/2)$$

$$= 94,5 + 265,5 - (500\text{mm}/2)$$

$$= 110 \text{ mm}$$

$$\text{ZT3} = d' + (x) - (h/2)$$

$$= 94,5 + 311 - (500\text{mm}/2)$$

$$= 155,5 \text{ mm}$$

$$\text{Pnb} = \text{NCc} + \text{Cs1} + \text{Cs2} - \text{T1} - \text{T2} - \text{T3}$$

$$= 2636,8 + 104,08 + 144,46 - 9,3732 - 163,205 - 113,46$$

$$= 2599,3 \text{ kN}$$

$$\phi\text{Pn} = 0,65 \times \text{Pnb}$$

$$= 0,65 \times 2599,3$$

$$= 1689,5 \text{ kN}$$

Menghitung momen nominal ( $M_{nb}$ ) pada kondisi seimbang:

$$\text{MC1} = \text{NC1} \times \text{ZC1}$$

$$= 104,08 \text{ kN} \times 155,5 \text{ mm}$$

$$= 16184,44 \text{ kNmm}$$

$$= 16,184 \text{ kNm}$$

$$\text{MCc} = \text{NCc} \times \text{ZCc}$$

$$= 2636,8 \text{ KN} \times 146,6 \text{ mm}$$

$$= 386554,88 \text{ kNmm}$$

$$= 386,555 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
MC2 &= NC2 \times ZC2 \\
&= 144,46 \text{ kN} \times 110 \text{ mm} \\
&= 15890,06 \text{ kNmm} \\
&= 15,890 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
MT1 &= NT1 \times ZT1 \\
&= 9,3732 \text{ kN} \times 0 \text{ mm} \\
&= 0 \text{ kNmm} \\
&= 0 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
MT2 &= NT2 \times ZT2 \\
&= 163,2 \text{ kN} \times 110 \text{ mm} \\
&= 17952 \text{ kNmm} \\
&= 17,952 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
MT3 &= NT3 \times ZT3 \\
&= 113,46 \text{ kN} \times 155,5 \text{ mm} \\
&= 17643,03 \text{ kNmm} \\
&= 17,643 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Mnb &= MC1 + MCc + MC2 + MT1 + MT2 + MT3 \\
&= 16,184 \text{ kNm} + 386,555 \text{ kNm} + 15,890 \text{ kNm} + 0 \text{ kNm} + \\
&\quad 17,952 \text{ kNm} + 17,643 \text{ kNm} \\
&= 453,864 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi Mn &= 0,65 \times Mnb \\
&= 0,65 \times 453,864 \text{ kNm} \\
&= 295,012 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

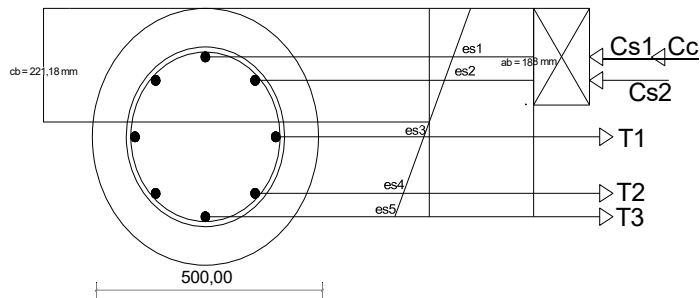
$$\begin{aligned}
eb &= \frac{Mnb}{Pnb} = \frac{453,864}{2599,3} \\
&= 174,74 \text{ mm}
\end{aligned}$$

**e. Kondisi Seimbang dengan 1,25 fy**

$$\begin{aligned}
fy &= 1,25 \times 400 \\
&= 500 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Cb &= \frac{600 \times d}{600 + fy} = \frac{600 \times 405,5}{600 + 500} \\
&= 221,18 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ab &= cb \times \beta \\
 &= 22,18 \times 0,85 \\
 &= 188 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



**Gambar 4.68** Diagram Tegangan dan Regangan Bore Pile Kondisi Seimbang  
1,25fy

Menghitung regangan tulangan:

$$\begin{aligned}
 \epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{500}{200000} \\
 &= 0,0025
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s1} &= \frac{cb-d'}{cb} \times 0,003 \\
 &= \frac{221,18-94,5}{221,18} \times 0,003 \\
 &= 0,0017 < 0,0025 \quad (\text{dipakai nilai } f_s)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s2} &= \frac{221,18-140,04}{221,18} \times 0,003 \\
 &= 0,0011 < 0,0025 \quad (\text{dipakai nilai } f_s)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s3} &= \frac{221,18-250}{221,18} \times 0,003 \\
 &= 0,0004 < 0,0025 \quad (\text{dipakai nilai } f_s)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s4} &= \frac{221,18-35,96}{221,18} \times 0,003 \\
 &= 0,0019 < 0,0025 \quad (\text{dipakai nilai } f_s)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_{s5} &= \frac{221,18-405,5}{221,18} \times 0,003 \\
 &= 0,0025 > 0,0025 \quad (\text{dipakai nilai } f_s)
 \end{aligned}$$

Menghitung tegangan pada tulangan

$$f_s'1 = 0,0017 E_s$$

$$\begin{aligned}
&= 0,0017 \times 200000 \\
&= 343,65 \text{ Mpa} \\
fs'2 &= 0,0011 \text{ Es} \\
&= 0,0011 \times 200000 \\
&= 220,11 \text{ Mpa} \\
fs'3 &= 0,0004 \text{ Es} \\
&= 0,0004 \times 200000 \\
&= 78,175 \text{ Mpa} \\
fs'4 &= 0,0019 \text{ Es} \\
&= 0,0019 \times 200000 \\
&= 376,46 \text{ Mpa} \\
fs'5 &= 0,0025 \text{ Es} \\
&= 0,0025 \times 200000 \\
&= 500 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik:

$$\begin{aligned}
NCc &= 0,85 \times fc' \times ab \times b \\
&= 0,85 \times 30 \times 188 \times 500 \\
&= 2397,1 \text{ kN} \\
NC1 &= As'1 \times fs'1 \\
&= 283,64 \times 344 \\
&= 97,474 \text{ kN} \\
NC2 &= As'2 \times fs'2 \\
&= 567,29 \times 220,11 \\
&= 124,87 \text{ kN} \\
NT1 &= As'3 \times fs'3 \\
&= 567,29 \times 78,175 \\
&= 44,348 \text{ kN} \\
NT2 &= As'4 \times fs'4 \\
&= 283,64 \times 376,46 \\
&= 106,78 \text{ kN} \\
NT3 &= As'5 + fs'5
\end{aligned}$$

$$= 283,64 \times 500$$

$$= 141,82 \text{ KN}$$

$$P_{nb} = N_{Cc} + N_{C1} + N_{C2} - N_{T1} - N_{T2} - N_{T3}$$

$$= 2397,1 + 97,474 + 124,87 - 44,348 - 106,781 - 113,46$$

$$= 2468,3 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \times P_{nb}$$

$$= 0,65 \times 2468,3$$

$$= 1604,395 \text{ kN}$$

Menghitung jarak gaya terhadap  $h/2$ :

$$Z_{C1} = h/2 - d'$$

$$= (500\text{mm}/2) - 94,5 \text{ mm}$$

$$= 155,5 \text{ mm}$$

$$Z_{Cc} = h/2 - ab/2$$

$$= (500 \text{ mm}/2) - (188 \text{ mm} /2)$$

$$= 156 \text{ mm}$$

$$Z_{C2} = h/2 - (d' + x)$$

$$= (500\text{mm}/2) - (94,5 \text{ mm} + 45,5)$$

$$= 110 \text{ mm}$$

$$Z_{T1} = h/2 - (d' + x)$$

$$= (500\text{mm}/2) - (94,5 \text{ mm} + 155,5)$$

$$= 0 \text{ mm}$$

$$Z_{T2} = d' + (x) - (h/2)$$

$$= 94,5 + 265,5 - (500\text{mm}/2)$$

$$= 110 \text{ mm}$$

$$Z_{T3} = d' + (x) - (h/2)$$

$$= 94,5 + 311 - (500\text{mm}/2)$$

$$= 155,5 \text{ mm}$$

Menghitung momen nominal ( $M_{nb}$ ) pada kondisi seimbang:

$$M_{C1} = N_{C1} \times Z_{C1}$$

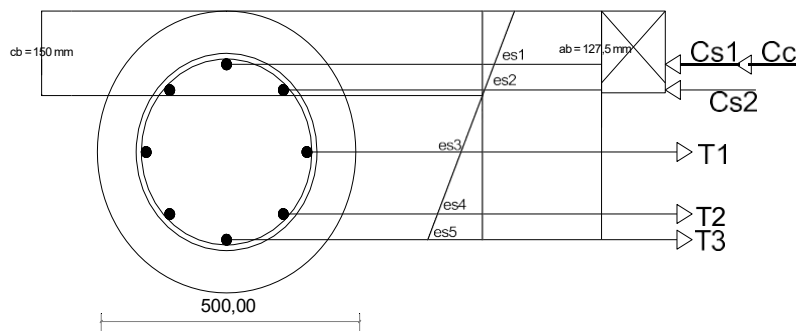
$$= 97,474 \text{ kN} \times 155,5 \text{ mm}$$

$$= 16184,44 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
&= 16,184 \text{ kNm} \\
MCc &= NCc \times ZCc \\
&= 2397,1 \times 156 \text{ mm} \\
&= 373947,6 \text{ kNmm} \\
&= 373,947 \text{ kNm} \\
MC2 &= NC2 \times ZC2 \\
&= 124,87 \text{ kN} \times 110 \text{ mm} \\
&= 15890,06 \text{ kNmm} \\
&= 15,890 \text{ kNm} \\
MT1 &= NT1 \times ZT1 \\
&= 44,348 \text{ kN} \times 0 \text{ mm} \\
&= 0 \text{ kNmm} \\
&= 0 \text{ kNm} \\
MT2 &= NT2 \times ZT2 \\
&= 106,78 \text{ kN} \times 110 \text{ mm} \\
&= 17952 \text{ kNmm} \\
&= 17,952 \text{ kNm} \\
MT3 &= NT3 \times ZT3 \\
&= 141,82 \text{ KN} \times 155,5 \text{ mm} \\
&= 17643,03 \text{ kNmm} \\
&= 17,643 \text{ kNm} \\
\\
Mnb &= MC1 + MCc + MC2 + MT1 + MT2 + MT3 \\
&= 16,184 \text{ kNm} + 373,947 \text{ kNm} + 15,890 \text{ kNm} + 0 \text{ kNm} + \\
&\quad 17,952 \text{ kNm} + 17,643 \text{ kNm} \\
&= 441,616 \text{ kNm} \\
\phi Mn &= 0,65 \times Mnb \\
&= 0,65 \times 441,616 \\
&= 287,050 \text{ kNm} \\
eb &= \frac{Mnb}{Pnb} = \frac{409,67}{2468,3} \\
&= 165,98 \text{ mm}
\end{aligned}$$

f. **Kondisi Patah Tarik**  $c = 150 < c_b = 243,3$

$$\begin{aligned} ab &= c \times \beta \\ &= 150 \times 0,85 \\ &= 127,5 \text{ mm} \end{aligned}$$



**Gambar 4.69** Diagram Tegangan dan Regangan Bore Pile Kondisi Patah Tarik

Menghitung regangan tulangan:

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{f_s}{E_s} = \frac{400}{200000} \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{cb-d'}{cb} \times 0,003 \\ &= \frac{150-9,5}{150} \times 0,003 \\ &= 0,0011 < 0,002 \quad \text{(dipakai nilai } f_s) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s2} &= \frac{150-140,04}{150} \times 0,003 \\ &= 0,0002 < 0,002 \quad \text{(dipakai nilai } f_s) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s3} &= \frac{150-250}{150} \times 0,003 \\ &= 0,002 < 0,002 \quad \text{(dipakai nilai } f_s) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s4} &= \frac{150-359,96}{150} \times 0,003 \\ &= 0,0042 < 0,002 \quad \text{(dipakai nilai } f_y) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s5} &= \frac{150-405,5}{150} \times 0,003 \end{aligned}$$

$$= 0,0051 > 0,002 \quad (\text{dipakai nilai } f_y)$$

Menghitung tegangan pada tulangan:

$$\begin{aligned} f_s'1 &= 0,0011 E_s \\ &= 0,0011 \times 200000 \\ &= 222 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s'2 &= 0,0002 E_s \\ &= 0,0002 \times 200000 \\ &= 39,84 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s'3 &= 0,002 E_s \\ &= 0,002 \times 200000 \\ &= 400 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$f_s'4 = f_y \text{ ulir} = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_s'5 = f_y \text{ ulir} = 400 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tarik dan tekan:

$$\begin{aligned} N_{C1} &= A_{s'1} \times f_s'1 \\ &= 283,64 \times 222 \\ &= 62,969 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{C2} &= A_{s'2} \times f_s'2 \\ &= 567,29 \times 39,84 \\ &= 22,601 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Cc} &= 0,85 \times f_c' \times a_b \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 127,5 \times 500 \\ &= 1625,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{T1} &= A_{s'3} \times f_s'3 \\ &= 567,29 \times 400 \\ &= 226,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{T2} &= A_{s'4} \times f_s'4 \\ &= 567,29 \times 400 \\ &= 226,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT3 &= A_s' \cdot f_s' \cdot s' \\ &= 283,64 \times 400 \\ &= 113,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{nb} &= N_{Cc} + N_{C1} + N_{C2} - N_{T1} - N_{T2} - N_{T3} \\ &= 1625,6 + 62,969 + 22,601 - 226,91 - 226,914 - 113,46 \\ &= 1212,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,65 \times P_{nb} \\ &= 0,65 \times 1212,2 \\ &= 787,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menghitung jarak gaya terhadap h/2:

$$\begin{aligned} Z_{C1} &= h/2 - d' \\ &= (500\text{mm}/2) - 94,5 \text{ mm} \\ &= 155,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{Cc} &= h/2 - ab/2 \\ &= (500 \text{ mm}/2) - (127,5 \text{ mm} /2) \\ &= 186,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{C2} &= h/2 - (d' + x) \\ &= (500\text{mm}/2) - (94,5 \text{ mm} + 45,5) \\ &= 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{T1} &= h/2 - (d' + x) \\ &= (500\text{mm}/2) - (94,5 \text{ mm} + 155,5) \\ &= 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{T2} &= d' + (x) - (h/2) \\ &= 94,5 + 265,5 - (500\text{mm}/2) \\ &= 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{T3} &= d' + (x) - (h/2) \\ &= 94,5 + 311 - (500\text{mm}/2) \\ &= 155,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

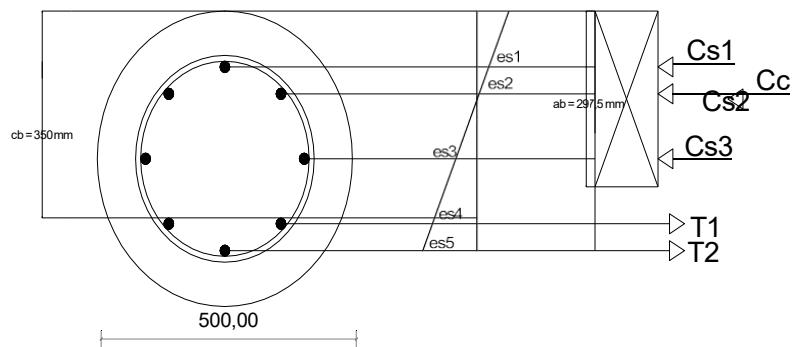
Menghitung momen nominal ( $M_{nb}$ ) pada kondisi seimbang:

$$\begin{aligned} M_{C1} &= N_{C1} \times Z_{C1} \\ &= 62,969 \text{ kN} \times 155,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 9791,68 \text{ kNmm} \\
&= 9,791 \text{ kNm} \\
MCc &= NCc \times ZCc \\
&= 1625,6 \text{ kN} \times 63,75 \text{ mm} \\
&= 103632 \text{ kNmm} \\
&= 302,768 \text{ kNm} \\
MC2 &= NC2 \times ZC2 \\
&= 22,601 \text{ kN} \times 110 \text{ mm} \\
&= 2486,11 \text{ kNmm} \\
&= 2,486 \text{ kNm} \\
MT1 &= NT1 \times ZT1 \\
&= 226,91 \text{ kN} \times 0 \text{ mm} \\
&= 0 \text{ kNmm} \\
&= 0 \text{ kNm} \\
MT2 &= NT2 \times ZT2 \\
&= 226,91 \text{ kN} \times 110 \text{ mm} \\
&= 24960,1 \text{ kNmm} \\
&= 24,960 \text{ kNm} \\
MT3 &= NT3 \times ZT3 \\
&= 226,91 \text{ kN} \times 155,5 \text{ mm} \\
&= 35284,505 \text{ kNmm} \\
&= 35,285 \text{ kNm} \\
Mnb &= MC1 + MCc + MC2 + MT1 + MT2 + MT3 \\
&= 9,791 \text{ kNm} + 302,768 \text{ kNm} + 2,486 \text{ kNm} + 0 \text{ kNm} + \\
&\quad 24,960 \text{ kNm} + 35,285 \text{ kNm} \\
&= 375,29 \text{ kNm} \\
\phi Mn &= 0,65 \times Mnb \\
&= 0,65 \times 326,116 \\
&= 243,938 \text{ KNm} \\
eb &= \frac{Mnb}{Pnb} = \frac{357,64}{1212,2} \\
&= 295,05 \text{ mm}
\end{aligned}$$

g. **Kondisi Patah Desak**  $c = 350 < c_b = 243,3$

$$\begin{aligned} ab &= c \times \beta \\ &= 350 \times 0,85 \\ &= 297,5 \text{ mm} \end{aligned}$$



**Gambar 4.70** Diagram Tegangan dan Regangan Bore Pile Kondisi Patah Desak

Menghitung regangan tulangan:

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s1} &= \frac{cb-d'}{cb} \times 0,003 \\ &= \frac{350-94,5}{350} \times 0,003 \\ &= 0,0022 < 0,002 \quad \text{(dipakai nilai } f_y \text{ ulir)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s2} &= \frac{350-140,04}{350} \times 0,003 \\ &= 0,0018 < 0,002 \quad \text{(dipakai nilai } f_s) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s3} &= \frac{350-2}{350} \times 0,003 \\ &= 0,0009 < 0,002 \quad \text{(dipakai nilai } f_s) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{s4} &= \frac{359,96-35}{350} \times 0,003 \\ &= 0,00009 < 0,002 \quad \text{(dipakai nilai } f_s) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_{s5} &= \frac{405,5-350}{350} \times 0,003 \\ &= 0,00048 > 0,002 \quad (\text{dipakai nilai } f_s)\end{aligned}$$

Menghitung tegangan pada tulangan:

$$f_s'1 = f_y \text{ ulir} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}f_s'2 &= 0,0018 E_s \\ &= 0,0018 \times 200000 \\ &= 359,93 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_s'3 &= 0,0009 E_s \\ &= 0,0009 \times 200000 \\ &= 171,43 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_s'4 &= 0,00009 E_s \\ &= 0,00009 \times 200000 \\ &= 17,074 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_s'5 &= 0,00048 E_s \\ &= 0,00048 \times 200000 \\ &= 95,143 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Menghitung gaya tarik dan tekan pada tulangan:

$$\begin{aligned}NC_1 &= A_s 1 \times f_y \text{ ulir} \\ &= 283,64 \times 400 \\ &= 113,46 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}NC_c &= 0,85 \times f_c' \times a_b \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 297,5 \times 500 \\ &= 3793,1 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}NC_2 &= A_s 2 \times f_s'1 \\ &= 567,29 \times 359,93 \\ &= 204,18 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}NC_3 &= A_s 3 \times f_s'3 \\ &= 567,29 \times 171,43 \\ &= 97,249 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}NT_1 &= A_s 4 \times f_s'4 \\ &= 567,29 \times 17,074\end{aligned}$$

$$= 9,686 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{NT2} &= A_s 5 \times f_s' 5 \\ &= 283,64 \times 95,143 \\ &= 26,987 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pnb} &= \text{NCc} + \text{NC1} + \text{NC2} + \text{NC3} - \text{NT2} - \text{NT3} \\ &= 3793,1 + 113,46 + 204,18 + 97,249 - 9,686 - 26,987 \\ &= 4198,3 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \text{Pn} &= 0,65 \times \text{Pnb} \\ &= 0,65 \times 4198,3 \\ &= 2728,9 \text{ KN} \end{aligned}$$

Menghitung jarak gaya terhadap  $h/2$ :

$$\begin{aligned} \text{ZC1} &= h/2 - d' \\ &= (500\text{mm}/2) - 94,5 \text{ mm} \\ &= 155,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ZCc} &= h/2 - ab/2 \\ &= (500 \text{ mm}/2) - (297,5 \text{ mm} /2) \\ &= 101,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ZC2} &= h/2 - (d' + x) \\ &= (500\text{mm}/2) - (94,5 \text{ mm} + 45,5) \\ &= 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ZT1} &= h/2 - (d' + x) \\ &= (500\text{mm}/2) - (94,5 \text{ mm} + 155,5) \\ &= 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ZT2} &= d' + (x) - (h/2) \\ &= 94,5 + 265,5 - (500\text{mm}/2) \\ &= 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ZT3} &= d' + (x) - (h/2) \\ &= 94,5 + 311 - (500\text{mm}/2) \\ &= 155,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menghitung momen nominal ( $M_{nb}$ ) pada kondisi seimbang:

$$\begin{aligned}
MC1 &= NC1 \times ZC1 \\
&= 113,46 \text{ kN} \times 155,5 \text{ mm} \\
&= 17643,03 \text{ kNmm} \\
&= 17,643 \text{ kNm} \\
MCc &= NCc \times ZCc \\
&= 3793,1 \text{ kN} \times 101,25 \text{ mm} \\
&= 384051,375 \text{ kNmm} \\
&= 384,051 \text{ kNm} \\
MC2 &= NC2 \times ZC2 \\
&= 204,18 \text{ kN} \times 110 \text{ mm} \\
&= 22459,8 \text{ kNmm} \\
&= 22,460 \text{ kNm} \\
MC3 &= NC3 \times ZC3 \\
&= 97,249 \text{ kN} \times 0 \text{ mm} \\
&= 0 \text{ kNmm} \\
&= 0 \text{ kNm} \\
MT1 &= NT1 \times ZT1 \\
&= 9,686 \text{ kN} \times 110 \text{ mm} \\
&= 1065,46 \text{ kNmm} \\
&= 1,065 \text{ kNm} \\
MT2 &= NT2 \times ZT2 \\
&= 26,987 \text{ kN} \times 155,5 \text{ mm} \\
&= 4196,4783 \text{ kNmm} \\
&= 4,196 \text{ kNm} \\
Mnb &= MC1 + MCc + MC2 + MC3 + MT1 + MT2 \\
&= 17,643 \text{ kNm} + 384,051 \text{ kNm} + 22,460 \text{ kNm} + 0 \text{ kNm} + \\
&\quad 1,065 \text{ kNm} + 4,196 \text{ kNm} \\
&= 429,41 \text{ KNm} \\
\phi Mn &= 0,65 \times Mnb \\
&= 0,65 \times 429,41 \\
&= 279,12 \text{ KNm}
\end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{429,41}{4198,3} = 102,28 \text{ mm}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

Tulangan yang terpasang pada daerah Tarik As 1 D 19 = 283,64 mm<sup>2</sup>

Tulangan yang terpasang pada daerah Tekan As' 5 D 19 = 283,64 mm<sup>2</sup>

Tulangan tekan

As'2      2 D 19 = 567,29 mm<sup>2</sup>

As'3      2 D 19 = 567,29 mm<sup>2</sup>

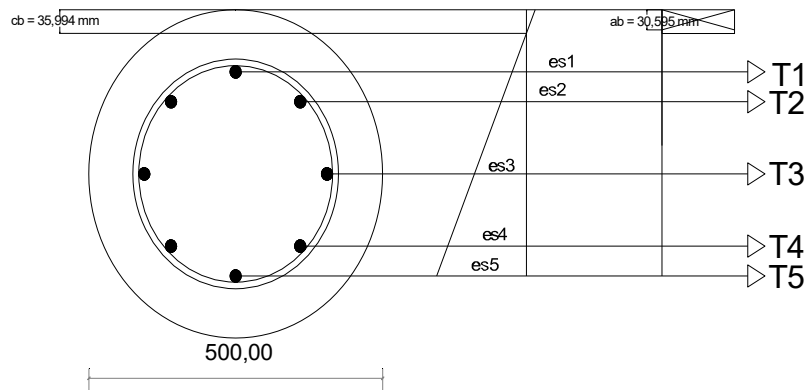
As'4      2 D 19 = 567,29 mm<sup>2</sup>

d' = 75 + 10 x ½ 19

= 94,5 mm

d = 500 - 94,5

= 405,5 mm



**Gambar 4.71** Diagram Tegangan Regangan Bore Pile Kondisi Lentur Murni

Dimisalkan garis netral < d' maka perhitungan garis netral harus dicari menggunakan persamaan :

$$0,85 \times f_c' \times a \times b = A_s' \times f_s' + A_s \times f_y$$

$$\text{Substitusi nilai : } f_s' = \left( \frac{d' - c}{c} \right) G_s \times E_s$$

$$= \left(\frac{d'-c}{c}\right) 0,003 \times 200000$$

$$= \left(\frac{d'-c}{c}\right) 600$$

$$(0,85 \times fc' \times a \times b) = As \times fy \text{ ulir} + As' \times \left(\frac{d'-c}{c}\right) 600$$

$$(0,85 \times fc' \times a \times b) = As \times fy \text{ ulir} \times c + 600As' \times d' - 600As' \times c$$

$$\text{Distribusi : } a = \beta 1 \times c$$

$$(0,85 \times fc' \times \beta 1 \times c^2 \times b) = As \times fy \text{ ulir} \times c + 600As' \times d' - 600As' \times c$$

$$(0,85 \times 30 \times 0,85 \times c^2 \times 500) = 600 \times 283,64 \times 95 - 600 \times 283,643 \times c$$

$$+ 283,64 \times 400 \times c$$

$$10837,5 c^2 = 16082550 - 170185,714 c + 113457 c$$

$$10837,5 c^2 = 16082550 + 56728,571 c$$

$$10837,5 c^2 + -56728,571 c - 16082550 = 0$$

Dihitung dengan rumus ABC

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$c = \frac{-56728,571 \pm \sqrt{3218130816 - 4 \times 10837,5 \times -16082550}}{2 \times 10837,5}$$

$$c+ = \frac{-56728,571 + \sqrt{700396673316}}{21675}$$

$$= 35,993932$$

$$c- = \frac{-56728,571 - \sqrt{700396673316}}{21675}$$

$$= -41,22840$$

$$10837,5 \times 1295,5632 + 56728,571 \times 35,994 + 16082550 = 0$$

$$0 = 0$$

Maka dipakai nilai  $c = 35,994 < d' = 94,5$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,84 \times 35,994$$

$$= 30,595 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{d'-c}{c} \times 600 = \frac{94,5-35,994}{35,994} \times 600$$
$$= 975,27 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 30,595 \times 500$$

$$= 390,08242 \text{ N}$$

$$NT1 = A_s' \times f_s'$$

$$= 283,64 \times 400$$

$$= 113,457143 \text{ N}$$

$$NT2 = A_s' \times f_y$$

$$= 567,29 \times 400$$

$$= 226,914286 \text{ N}$$

$$NT3 = A_s' \times f_y$$

$$= 283,64 \times 400$$

$$= 113,457143 \text{ N}$$

$$NT4 = A_s' \times f_y$$

$$= 564,29 \times 400$$

$$= 226,914286 \text{ N}$$

$$NT5 = A_s' \times f_y$$

$$= 564,29 \times 400$$

$$= 226,914286 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 ZD_D &= c - \frac{a}{2} \\
 &= 35,99 - \frac{30,595}{2} \\
 &= 20,697 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZT_1 &= c - d' \\
 &= 35,595 - 94,5 \\
 &= 58,506 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZT_2 &= y_1 - c \\
 &= 140,04 \times 36 \\
 &= 104,0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZT_3 &= y_2 - c \\
 &= 250 - 36 \\
 &= 214 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZT_4 &= y_3 - c \\
 &= 359,96 - 35,994 \\
 &= 323,97 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 ZT_5 &= y_4 - c \\
 &= 405,5 - 35,994 \\
 &= 369,51 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_c \times ZD_D + NT_1 \times ZT_1 + NT_2 \times ZT_2 + NT_3 \times ZT_3 + NT_4 \times ZT_4 \\
 &\quad + NT_5 \times ZT_5 \\
 &= 390,08 \times 20,697 + 113,46 \times 58,506 + 113,46 \times 214 + 226,92 \times 324 \\
 &\quad + 226,91 \times 370
 \end{aligned}$$

$$= 196,35 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n = 0,65 \times M_n$$

$$= 0,65 \times 196,35$$

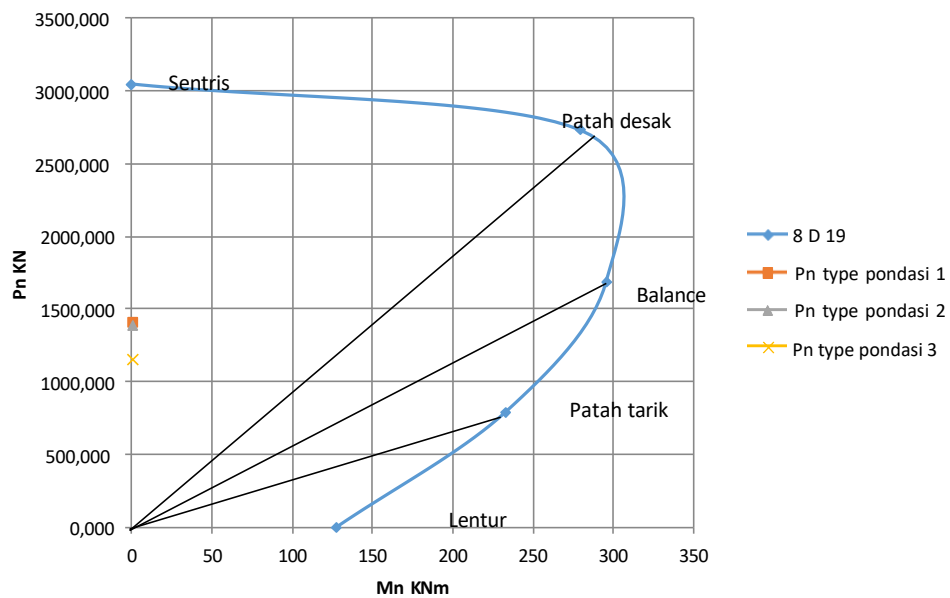
$$= 127,627868 \text{ KNm}$$

**Tabel 4.52 Nilai P max**

Pn pondasi tipe 1	141,269	kN
Pn pondasi tipe 2	138,76	kN
Pn pondasi tipe 3	115,381	kN

**Tabel 4.53 Nilai  $\phi P_n$  dan  $\phi M_n$  Perhitungan**

Kondisi	8 D 19	
	$\Phi P_n$ (kN)	$\Phi M_n$ (kNm)
Sentris	3046,13	0
Patah Desak	2728,9	279,11653
Balance	1689,526	295,23083
Patah Tarik	787,9069	243,938
Lentur	0	127,628



**Gambar 4.72 Diagram Interaksi Bore Pile**

Dari diagram diatas, dapat dilihat bahwa koordinat untuk momen max yang terjadi pada bore pile desain masih berada di dalam diagram.

Disimpulkan bahwa bore pile desain mampu memikul beban-beban struktur.

## 2. Perhitungan Penulangan Geser Bore Pile

Penulangan geser bore pile

Diketahui:

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

$$\text{Selimut } b = 75 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ ulir} = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_y \text{ polos} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{tinggi bersih } l_n = 24800 \text{ mm}$$

$$\text{tulangan sengkang} = \emptyset 10 \text{ mm}$$

a. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= C_b - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} D \text{ pokok} \\ &= 75 - 10 - \frac{1}{2} 19 \\ &= 94,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 500 - 94,5 \\ &= 405,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Diameter inti tiang bor ( $D_c$ )

$$\begin{aligned} D_c &= D_{\text{tiang}} - 2 \times \text{selimut beton} \\ &= 500 - 2 \times 75 \\ &= 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Luas penampang inti bor ( $A_c$ )

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{1}{4} \pi D_c^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 122500 \\ &= 96250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Luas penampang inti tiang bor

$$\begin{aligned}
A_g &= \frac{1}{4} \pi D.tiang \\
&= \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times 250000 \\
&= 196428,571 \text{ mm}^2 \\
\rho_{perlu} &= 0,45 \times \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times \frac{f_c}{f_y} \\
&= 0,45 \times \left( \frac{196428,571}{96250} - 1 \right) \times \frac{30}{400} \\
&= 0,03512755
\end{aligned}$$

- e.  $V_c = 0$ , apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847 – 2013 Pasal 21.5.4.2 sebagai berikut

$$\begin{aligned}
\text{Gaya aksial} &< \frac{A_g \times f_c}{20} \\
6734,04 &< \frac{196428,571 \times 30}{20} \\
6734,04 &< 294642,857 \quad \text{Memenuhi}
\end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum menurut SNI 2847 – 2013 Pasal 21.6.4.5 yaitu bahwa spasi maksimum tidak boleh melebihi :

- $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 19 \text{ mm}$   
 $= 114 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

Sedangkan menurut SNI 2847 – 2013 Pasal 7.10.4.3 spasi bersih antar spiral harus berada dalam syarat berikut:

$$\begin{array}{rclcl}
25 \text{ mm} + D \text{ tul. Utama} & < & S & < & 75 \text{ mm} + D \text{ tul. Utama} \\
25 \text{ mm} + 19 \text{ mm} & < & S & < & 75 \text{ mm} + 19 \text{ mm} \\
44 \text{ mm} & < & S & < & 94 \text{ mm}
\end{array}$$

Dipakai sengkang  $2 \text{ } \emptyset 10 - 90 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
V_s &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s} \\
&= \frac{157,14 \times 400 \times 405,5}{90}
\end{aligned}$$

$$= 283206,349 \text{ N}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI 2847 – 2013 Pasal 11.4.7.9

$$V_s < 0,66 \sqrt{f_c'} b_w \times d$$

$$V_s < 0,66 \sqrt{30} \times 500 \times 405,5$$

$$283206,349 < 732934,94 \quad \text{AMAN}$$

Maka :

$$\Phi V_s + V_c = 0,75 \times 283206,349 + 0$$

$$= 212404,762 \text{ N} > V_u = 6734 \quad \text{AMAN}$$

#### 4.6 Pendetailan Tulangan Bore Pile

##### 1. Penyaluran Kait Standar Dari Kolom Ke Pilecap

Desain untuk penjangkaran kait dijelaskan dalam (SNI 2847 : 2013 Pasal 12.5)

$$\begin{aligned} I_d &= \frac{0,24 \times f_y \times e}{\lambda \sqrt{f_c}} \times d_b \\ &= \frac{0,24 \times 400 \times 1}{1 \sqrt{30}} \times 32 \\ &= 560,87 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada kenyataannya tersedia panjang penyaluran sepanjang tebal pile cap yaitu 1200 mm.

Persyaratan mengenai kait diatur dalam SNI 2874 :2013 pasal 7.1.2 yaitu bengkokan 90 derajat ditambah perpanjangan 12db pada ujung bebas batang tulangan

$$\text{Maka penambahan perpanjangan } 12 \text{ db} = 12 \times 32 = 264 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

Dan pembengkokan 90°

## 2. Kait Standar Bore Pile ke Pile Cap

- a. Batang tulangan D-16 dan yang lebih kecil, bengkokan 90 derajat ditambah perpanjangan 6db pada ujung bebas batang tulangan; atau
- b. Batang tulangan D-19, D-22, dan D-25, bengkokan 90 derajat ditambah perpanjangan 12db pada ujung bebas batang tulangan; atau
- c. Batang tulangan D-25 dan yang lebih kecil, bengkokan 135 derajat ditambah perpanjangan 6db pada ujung bebas batang tulangan

Maka penambahan perpanjangan  $6 db = 6 \times 19 = \text{mm} = 114 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$  dengan pembengkokan  $135^\circ$