

# **Modifikasi Struktur Gedung Graha Pena Extension di Wilayah Gempa Tinggi Menggunakan Sistem Ganda (SG)**

**Nama Mahasiswa** : Kharisma Riesya Dirgantara  
**NRP** : 3110100149  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD.  
Ir. R Soewardoyo, MSc.

## **Abstrak**

*Struktur gedung Graha Pena Extension sebelumnya direncanakan pada zona gempa menengah karena berada di wilayah kota Surabaya dan sekitarnya. Pengambilan daerah zona gempa tersebut berdasarkan pada peraturan SNI gempa tahun 2002. Seiring berjalannya waktu, peraturan SNI gempa telah mengalami revisi menyesuaikan kondisi gempa yang terkini. Oleh karena itu, struktur gedung ini dimodifikasi dan dirancang kembali menggunakan SNI gempa terbaru yang telah direvisi, menggunakan Sistem Ganda (SG), dan berada di kota Padang. Sistem Ganda (SG) merupakan konfigurasi struktur gedung dengan rangka ruang yang dilengkapi dinding struktural atau shearwall yang berfungsi menahan beban akibat gempa pada strukturnya dan rangka utama memikul sekurang-kurangnya 25% beban gempa. Sistem ini dapat digunakan untuk perancangan suatu gedung tingkat tinggi pada daerah zone gempa tinggi. Modifikasi yang dilakukan adalah menambah jumlah lantai dari 10 lantai menjadi 30 lantai dan penambahan shear wall pada strukturnya. Selanjutnya penyusun merencanakan dimensi struktur yang meliputi bangunan atas (kolom, balok, pelat, tangga dan lift) dan bangunan bawah (pondasi), menentukan beban-beban yang bekerja pada struktur gedung dan menuangkan hasil perhitungan serta perencanaan tersebut ke dalam gambar teknik.*

**Kata Kunci** : Beton Bertulang, Struktur, Sistem Ganda (Dual System), Shear Wall

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **Structure Modification Design of The Graha Pena Extension Building In High Earthquake Zone Using Dual System (DS)**

**Student Name** : Kharisma Riesya Dirgantara  
**NRP** : 3110100149  
**Department** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Supervisor** : Endah Wahyuni, ST., MSc., PhD.  
Ir. R Soewardoyo, MSc.

### **Abstract**

*Graha Pena Extension building was designed for a meddium seismic zone because it is located in Surabaya based on Indonesian earthquake standard. The selection for that particular earthquake zone was based on Indonesian National Standard (SNI) for Earthquake, dated 2002. The regulations have been revised to meet the present earthquake characteristics in 2012. Therefore, the structure of the building was modified and re-designed; based on the most recent revised seismic code SNI, and used Dual System (DS), and located to Padang. The Dual System (DS) is a configuration of the building structure with of the wall is to eartquake about 75% shear wall the function held the load and the main frame structure received the earthquake load at least 25%. This system can be used to design a high-level building in the high seismic zone. The modification has been done to increase the number of floors, from originally 10 floors, to 30 floors. This study resulted a technical drawing of the structure which include the upper building (columns, beams, plates, stairs and elevators) and lower building (pile slab and sloof).*

**Key words** : Structures, Reinforced Concrete, Dual Systems (SG), Shear Wall.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Perencanaan struktur bangunan gedung terhadap beban gempa di Indonesia sangat penting. Beberapa kejadian gempa yang telah terjadi pada kurun waktu 5 tahun terakhir menunjukkan bahwa wilayah Indonesia termasuk dalam kategori wilayah gempa dengan intensitas moderat menengah hingga tinggi. Secara umum, perencanaan struktur bangunan gedung beton bertulang tahan gempa berdasarkan standart peraturan gempa Indonesia (SNI 03-1726-2002 kini sudah direvisi menjadi SNI 1726 2012). (Pranata, 2006)

Pada saat ini, banyak dijumpai perencanaan struktur bangunan gedung hanya memperhitungkan beban gravitasi saja, artinya gedung didesain tanpa memperhitungkan beban gempa. Hal ini sangat berbahaya, mengingat sebagian besar wilayah di negara Indonesia terlatak dalam wilayah gempa dengan intensitas moderat hingga tinggi. Maka perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa menjadi sangat penting terutama untuk gedung yang didesain pada wilayah gempa 5 dan 6 di Indonesia. (Pranata, 2006)

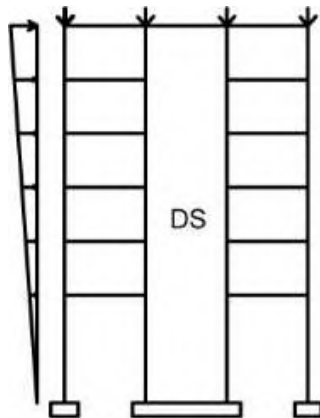
Pada perencanaan ini akan dilakukan dengan menggunakan peta gempa terbaru, dimana peta gempa terbaru ini memperkirakan magnitudo yang lebih besar dibandingkan dengan peta gempa sebelumnya (A. Surahman, 2008)

Perancangan struktur gedung tahan gempa di negara Indonesia menjadi suatu hal yang sangat penting karena sebagian besar wilayah Indonesia berada di wilayah gempa yang cukup kuat. Pemilihan sistem perancangan struktur pun perlu diperhatikan karena akan mempengaruhi estetika bangunan serta keekonomisan material.

Sistem perancangan struktur yang akan dipakai dalam modifikasi ini adalah sistem ganda ( dual system ). Sistem ganda yang biasa dipakai hingga saat ini mengacu pada tata cara SNI 03-1726-2002. Dalam modifikasi struktur ini akan dijabarkan tentang perancangan struktur gedung tahan gempa dengan sistem ganda berdasarkan tata cara SNI 1726 2012.

### 2.1.1 Sistem Ganda (Dual system)

Perancangan ini menggunakan dihitung menggunakan sistem ganda. Dalam standar untuk perencanaan gempa merupakan sistem struktur dengan rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap , sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh sistem rangka pemikul momen dan dinding geser ataupun oleh rangka pemikul momen dan rangka bresing (SNI 1726 2012). Sistem ganda akan memberikan kemampuan bangunan untuk menahan beban yang lebih baik, terutama terhadap beban gempa. Dengan system ganda, maka tinggi bangunan dapat mencapai 50 tingkat untuk struktur beton, sedangkan bila digunakan struktur baja dapat mencapai 40 tingkat (Tavio dan Kusuma, 2009).



**Gambar 2.1** Struktur Sistem Ganda ( Dual System)

Tipe sistem struktur ini memiliki 3 ciri dasar :

- a. Rangka ruang lengkap berupa SRPM yang berfungsi memikul beban gravitasi.
- b. Pemikul beban lateral dilakukan oleh DS dan SRPM dimana SRPM harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25% dari beban geser nominal.
- c. DS dan SRPM direncanakan untuk menahan beban dasar geser nominal secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya.

Kemampuan yang tinggi dalam memikul gaya geser pada sistem gabungan antara portal dengan dinding geser disebabkan adanya interaksi antara keduanya. Interaksi tersebut terjadi karena kedua sistem tersebut mempunyai perilaku defleksi yang berbeda. Akibat beban lateral, dinding geser akan berperilaku flexural / bending mode, dengan demikian, gaya geser dipikul oleh *frame* pada bagian atas dan dinding geser memikul gaya geser pada bagian bawah (Schueller , 1977). Dalam tugas akhir ini, sistem tersebut digunakan system gabungan antara dinding geser dengan rangka pemikul momen khusus dari beton.

## **2.2 Perancangan Struktur Sistem Ganda Berdasarkan SNI 1726 2012**

### **2.2.1 Gempa Rencana**

Standar ini menentukan pengaruh gempa rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan dan evaluasi struktur bangunan gedung dan non gedung serta berbagai bagian dan peralatannya secara umum. Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewat terbesar selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

## **2.2.2 Faktor Keutamaan dan Kategori Risiko Struktur Bangunan**

Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I. Kategori risiko bangunan gedung untuk beban gempa dapat dilihat pada tabel 1 subbab 4.1.2. sedangkan faktor keutamaan (I) dapat dilihat pada tabel 2 subbab 4.1.2.

## **2.2.3 Wilayah Gempa dan Spektrum Respons**

### **2.2.3.1 Parameter Percepatan Terpetakan**

Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun

Dalam perancangan modifikasi proyek Graha Pena Extension ini, berdasarkan pada peta hazard gempa Indonesia terbaru. Pada peta tersebut terlihat berbagai macam warna, dimana warna merah menunjukkan daerah yang terletak pada zonasi gempa tinggi, sedangkan warna biru adalah daerah yang terletak pada zonasi gempa ringan. Pada peta hazard gempa Indonesia terbaru lebih terlihat jelas epicentrum-epicentrum (titik-titik) yang mana pada peta gempa lama tidak terlihat. Sehingga peta gempa terbaru ini dapat memberikan nilai yang akurat dalam pembangunan suatu gedung. Selain itu makna dari 2% PE 50 tahun adalah peta tersebut menunjukkan peta gempa Indonesia dengan kemungkinan risiko keruntuhan 1/2500 tahun

### **2.2.3.2 Klasifikasi Situs**

Setelah menemukan titik yang sesuai berdasarkan peta gempa terbaru (Surabaya), langkah selanjutnya adalah mengklarifikasi kelas situs, dimana klasifikasi kelas situs tersebut terbagi menjadi : SA, SB, SC, SD, SE, atau SF. Klasifikasi ini memberikan kriteria desain seismic berupa faktor-faktor amplifikasi



pada bangunan. Klasifikasi situs dapat dilihat pada tabel 3 subbab 5.3



Gambar 2. Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra T=0,2 detik untuk 2% PE 50 tahun

**Gambar 2.2** Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra T=0,2 detik untuk 2% PE 50 tahun



Gambar 2. Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra T=0,2 detik untuk 2% PE 50 tahun

**Gambar 2.3** Peta hazard gempa Indonesia di batuan dasar pada kondisi spektra T=1 Detik untuk 2% PE 50 Tahun

### **2.2.3.3 Koefisien Situs Dan Parameter Respons Spectral Percepatan Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko – Tertarget (MCE<sub>r</sub>)**

Percepatan respon spektrum MCE untuk periode singkat ( $S_{MS}$ ) dan pada periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) dihitung berdasarkan persamaan berikut,

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.2)$$

Dimana :

$S_s$  = percepatan respons spektrum MCE pada periode singkat

$S_1$  = percepatan respons spektrum MCE pada periode 1

$F_a$  dan  $F_v$  adalah site coefficient yang didapat dari tabel 4 dan tabel 5 subbab 6.2

### **2.2.3.4 Parameter Percepatan Spektral Desain**

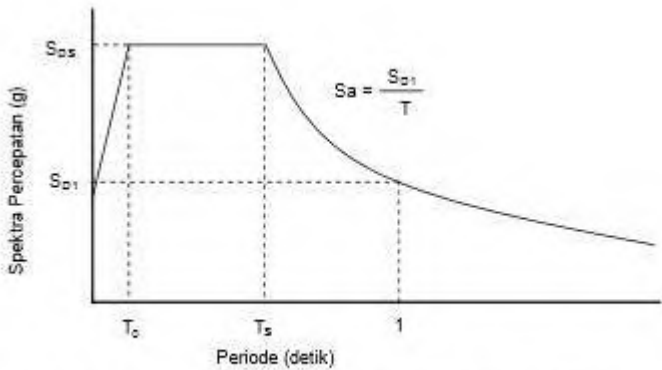
Parameter percepatan spektral desain untuk periode singkat ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) dihitung sesuai dengan persamaan berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.4)$$

### **2.2.3.5 Spektrum Respons Desain**

Jika spektrum respons desain diperlukan dalam standar ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka spektrum respons desain dihitung sesuai gambar 2.3 dan mengikuti ketentuan dibawah ini :



Gambar 12. Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah

**Gambar 2.4** spektrum respons desain

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$  , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan :

$$S_a = S_{DS} ( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} ) \quad (2.5)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  , sama dengan  $S_{DS}$
3. Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$  , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  , diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S}{T} \quad (2.6)$$

Dimana :

$S_{DS}$  = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek

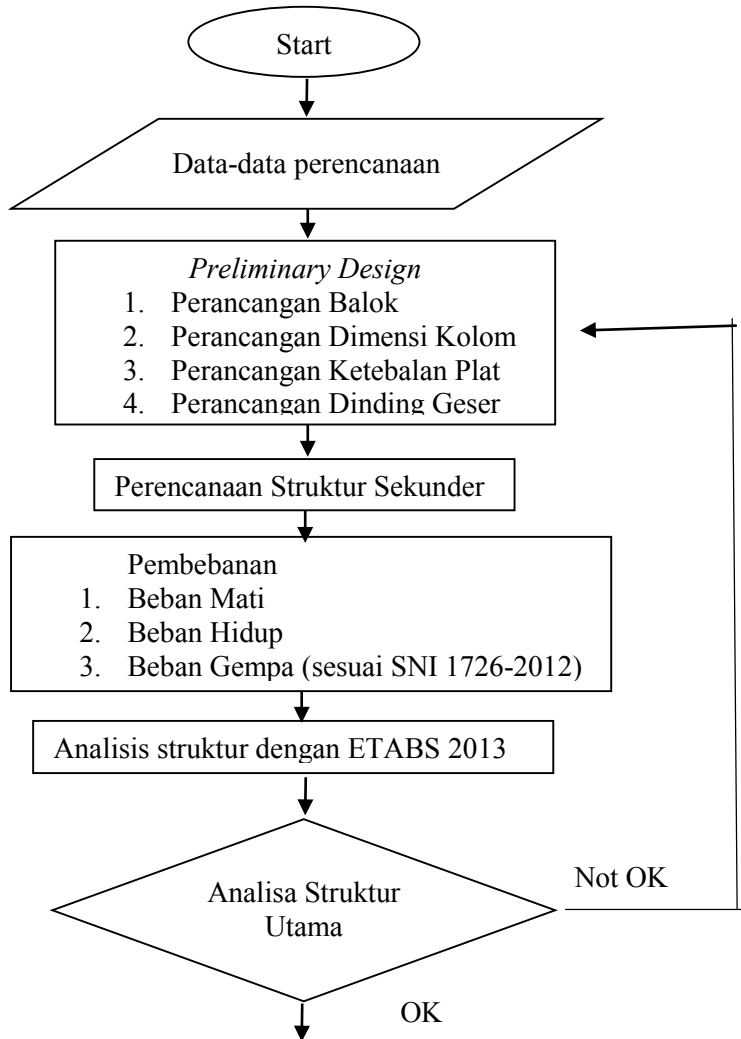
$S_{D1}$  = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik

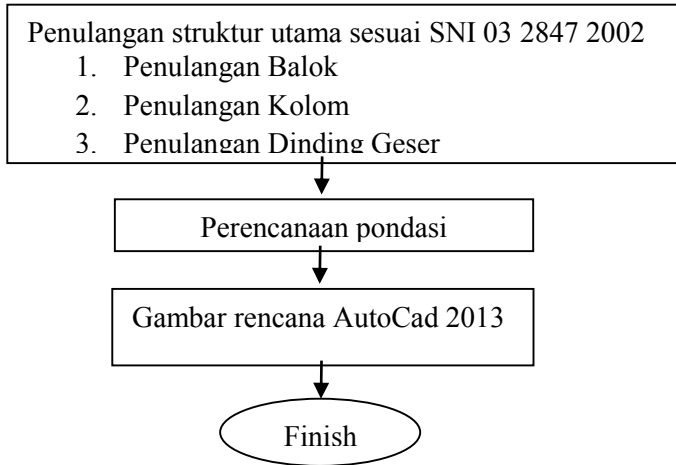
$T$  = perioda getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \quad (2.7)$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad (2.8)$$

### BAB III METODOLOGI PERANCANGAN





**Gambar 3.1** *Flowchart* Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

### 3.1 Data Perencanaan

#### Data Gedung Awal

- Nama Gedung	: Graha Pena Extension
- Type Bangunan	: Perkantoran
- Lokasi	: Surabaya
- Letak Bangunan	: Jauh dari pantai
- Tinggi Bangunan	: 42.3 Meter
- Zona Gempa	: Zona 2
- Jumlah Lantai	: 10 lantai
- Struktur Bangunan	: Beton bertulang dan Beton Pratekan
- Struktur Pondasi	: Pondasi Tiang Pancang
- Mutu beton (fc')	: 25 Mpa
- Mutu baja	: BJTP 24 (240 Mpa) BJTD 40 (400 Mpa)

### Data Gedung Rencana

- Nama Gedung	: Graha Pena Extension
- Type Bangunan	: Perkantoran
- Lokasi	: Padang
- Letak Bangunan	: Jauh dari pantai
- Tinggi Bangunan	: ± 117 Meter
- Zona Gempa	: Zona 6
- Jumlah Lantai	: 30 lantai
- Struktur Bangunan	: Beton bertulang
- Struktur Pondasi	: Pondasi Tiang Pancang
- Mutu beton ( $f_c'$ )	:
	Kolom, balok dan plat = 40 Mpa
	Shear wall = 50 Mpa
-Mutu baja	:
	Kolom, balok dan plat = 400 Mpa
	Shear wall = 500 Mpa

## 3.2 Studi Literatur

Pada tahap ini dilakukan studi literatur mengenai perancangan struktur gedung tahan gempa dengan sistem ganda berdasarkan peraturan SNI 1726 2012 seperti yang telah dijelaskan pada Bab II

## 3.3 Rancangan dan Perencanaan Desain

### 3.3.1 Konsep desain struktur

Perencanaan ini akan dimodelkan sebagai bentuk struktur portal yang sederhana agar lebih mudah dipahami. Pemodelan struktur yang digunakan merupakan portal (frame), dan sistem ganda yang berfungsi menerima seluruh beban lateral.

#### 3.3.1.1 Desain awal (preliminary design) struktur beton

Dalam tahap ini dilakukan pengasmsian mengenai dimensi dari elemen struktur seperti balok utama, balok anak dan kolom.

### 3.3.1.2 Perancangan dimensi balok

Balok pada 2 tumpuan sederhana memiliki tebal minimum (bila lendutan tidak dihitung) SNI 03 2847 2002 Ps. 11.5.2 : Balok 1 arah:

$$h_{\min} = \frac{1}{16}L \quad (3.1)$$

- a) Untuk struktur ringan dengan berat jenis  $1440 \text{ kg/m}^3 - 1840 \text{ kg/m}^3$ , nilai diatas harus dikalikan dengan  $(1,65 - 0,0003 w_c)$  tetapi tidak kurang dari 1,09
- b) Untuk  $f_y$  selain 400 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$

1. Tinggi balok induk untuk  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \times \left( 0.4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (3.2)$$

2. Lebar balok induk

$$b = \frac{2}{3} \cdot h \quad (3.3)$$

3. Tinggi balok anak

$$h_{\min} = \frac{L}{21} \times \left( 0.4 + \frac{f_y}{700} \right) \quad (3.4)$$

4. Lebar balok anak

$$b = \frac{2}{3} \cdot h \quad (3.5)$$



Dimana :

- L = panjang balok
- h = tinggi balok
- b = lebar balok
- $f_y$  = mutu baja (MPa)
- $W_c$  = Berat jenis beton

### 3.3.1.3 Perancangan Ketebalan Kolom

Adapun rumus yang digunakan untuk merencanakan dimensi kolom :

$$A = \frac{W}{\phi f'c} \quad (3.6)$$

Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi = 0,65$ )

Dimana,

- W : Beban total
- $F'c$  : Kuat tekan beton karakteristik
- A : Luas penampang kolom

### 3.3.1.4 Perancangan ketebalan plat

Ketentuan dalam merancang ketebalan plat, dimana :

- a)  $\alpha_m \leq 0,2$  , harus memenuhi SNI 03 2847 2002) dan tidak boleh kurang dari nilai berikut:
  - Pelat tanpa penebalan : h = 125 mm
  - Pelat dengan penebalan : h = 100 mm
- b)  $0,2 < 2,0$  tebal minimum pelat :

$$h = \frac{\ln(0,8 + f_y/1400)}{36 + 5\beta(\alpha_f m - 0,2)} \geq 125\text{mm} \quad (3.7)$$

c)  $\alpha_m > 2,0$ , tebal minimum pelat :

$$h = \frac{\ln(0,8+fy/1400)}{36+9\beta} \geq 90\text{mm} \quad (3.8)$$

### 3.3.2 Pembebanan

#### 3.3.2.1 Penentuan Beban-Beban yang dipikul

Beban – beban yang akan diperhitungkan adalah sebagai berikut :

- A. Beban Mati
- B. Beban Hidup
- C. Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726 2012, pengaruh beban gempa adalah gaya elemen struktur aksial, geser, dan lentur yang dihasilkan dari penerapan gaya gempa horizontal dan vertikal.

A. Perhitungan Gaya Gempa Berdasarkan

1. Menghitung waktu getar alami fundamental (T)

Rumus pendekatan :

$$T = C_t \times h_n^x$$

Nilai  $C_t$  disesuaikan dengan jenis struktur gedung yang akan dirancang (Tabel 15)

2. Mencari koefisien C untuk menghitung gaya gempa

- Menentukan wilayah gempa untuk periode singkat (gambar 9) dan periode 1s (gambar 10)
- Berdasarkan gambar 9 dan 10 diperoleh nilai  $S_s$  dan  $S_1$
- Mencari nilai  $F_a$  (Tabel 4) dan  $F_v$  (Tabel 5)
- Menghitung  $S_{MS}$  dan  $S_{MI}$  (Sub bab 6.2)

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.9)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \quad (3.10)$$

- Menghitung design spectral acceleration parameters (Sub bab 6.3)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.11)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.12)$$

- Menghitung nilai  $C_s$

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{T}\right)} \quad (3.13)$$

3. Gaya gempa dihitung dengan rumus berikut :

$$V = C_s \cdot W \quad (3.14)$$

(Lihat penjelasan sub bab 7.8.1)

4. Distribusi gaya gempa dihitung dengan rumus berikut :

$$F_s = C_{DS} \cdot V \quad (3.15)$$

(lihat penjelasan sub bab 7.8.3)

5. Tidak ada persyaratan untuk mengontrol waktu getar alami fundamental. Namun control tersebut masih bisa dilakukan sesuai dengan rumus  $T_{rayleigh}$  yang ada pada SNI 1726 2012

#### B. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726 2012, *Basic Combinations* :

- 1,4 (D+F)
- 1,2 (D+F+T) + 1,6 (L+H) + 0,5(Lr or S or R)
- 1,2D + 1,6(Lr or S or R) + (L or 0,8W)
- 1,2D + 1,6W + L + 0,5(Lr or R)
- 1,2D + 1,0E + L
- 0,9D + 1,6W + 1,6H
- 0,9D + 1,0E + 1,6H

### 3.3.3 Analisa Struktur

Analisa struktur dengan bantuan ETABS 9.0.7 untuk mendapatkan gaya dalam yang digunakan untuk pendetailan struktur utama.

### 3.3.4 Pendetailan Struktur Utama

Setelah gaya – gaya dalam didapatkan, maka dapat dilakukan perhitungan penulangan pada struktur utama.

#### 3.3.4.1 Penulangan balok induk dan kolom

Tulangan direncanakan setelah memperhitungkan beban yang dipikul oleh balok. Perhitungan dapat dilakukan dengan

menggunakan hasil output perangkat lunak ETABS 9.0.7 yang kemudian menjadi input untuk perangkat lunak PCACOL dapat membantu kita dalam merencanakan tulangan kolom.

### a)Balok Tulangan Longitudinal

Langkah-langkah perencanaan tulangan dengan tulangan rangkap:

Jumlah tulangan tarik ( $A_s$ ), tidak boleh kurang dari:

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \quad (3.16)$$

Dan tidak boleh dari:

$$A_{s\min} = \frac{1,4}{f_y} b_w d \quad (3.17)$$

Adapun langkah-langkah perencanaan tulangan rangkap sebagai berikut:

1. Ambil suatu harga  $x \leq 0,75 \times b$

$$x_b = \frac{600}{600+f_y} d \quad (3.18)$$

2. Ambil  $A_{sc}$  berdasarkan  $x$  rencana

$$A_{sc} = \frac{0,85 x \beta_1 x_b}{600+f_y} d \quad (3.19)$$

3. Hitung  $M_{nc}$

$$M_{nc} = A_{sc} f_y \left( d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \quad (3.20)$$

4. Hitung  $M_n - M_{nc}$

Apabila :  $M_n - M_{nc} > 0$ , perlu tulangan tekan

$M_n - M_{nc} < 0$ , tulangan tekan minimum

5. Bila tidak perlu tulangan tekan dipasang tulangan tekan minimum

6. Bila perlu tulangan tekan maka :

$$C'_s = T_2 = \frac{M_n - M_{nc}}{d - d''} \quad (3.21)$$

7. Kontrol tulangan tekan leleh

$$f'_s = \left(1 - \frac{d''}{x}\right) 600 \geq f_y \quad (\text{leleh}) \quad (3.22)$$

$$f'_s = \left(1 - \frac{d''}{x}\right) 600 < f_y \quad (\text{tidak leleh})$$

8. Hitung tulangan tekan perlu dan tulangan tarik tambahan

$$A_{s'} = \frac{C_{s'}}{f'_s - 0.85 f_c'} \quad (3.23)$$

$$A_{ss} = \frac{T_2}{f_y} \quad (3.24)$$

9. Tulangan perlu

$$A_s = A_{sc} + A_{ss} \quad (3.25)$$

$$A_{s'} = A_{ss}'$$

10. Kontrol kekuatan

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.26)$$

### **Tulangan Transversal**

Menurut pasal 23.3.4.1, gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum ( $M_{pr}$ ) harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. Langkah-langkah perencanaan tulangan geser balok:

1. Diberikan data data  $f_c, f_y$ , diameter sengkang dan  $V_g$
2. Hitung momen tumpuan

– Momen Tumpuan Negatif

$$M_{pr}^{(-)} = A_s x 1.25 x f_y x \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.27)$$

$$\text{Dimana :} \quad a = \frac{a_s x f_y}{0.85 x f'_c x b}$$

– Momen Tumpuan Positif

$$M_{pr}^{(+)} = A_s x 1.25 x f_y x \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.28)$$

$$\text{Dimana :} \quad a = \frac{a_s x f_y}{0.85 x f'_c x b}$$

3. Hitung reaksi di ujung-ujung balok

$$V_{gempa} = \frac{(M_{pr}^{+} + M_{pr}^{-})}{L_n} V_{gempa} \quad (3.29)$$

dimana :

$L_n$  = panjang bentang bersih balok (m)

4. Hitung gaya geser total

$$V_u = V_{gempa} + V_g \rightarrow (\text{dipilih yang paling besar}), \text{dimana:} \quad (3.30)$$

$V_g$  = gaya geser akibat beban gravitasi diambil dari output Etabs v9.07 (N)

5. Hitung kuat geser rencana

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (3.31)$$

$$\phi = 0,8 \text{ (pasal 11.3.2.3(c))}$$

$$V_c = 0 \text{ (pasal 23.3.4.2)}$$

6. Pasang kebutuhan tulangan geser

$$S = \left( \frac{A_v f_y d}{V_s} \right) < S_{max}. \quad (3.23)$$

Dimana :

$A_v$  = Luas tulangan sengkang ( $\text{mm}^2$ )

$$S_{max} \leq \frac{1}{2}d$$

### b) Kolom

Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom Penulangan awal kolom menggunakan diagram interaksi 4 sisi Kontrol dengan Diagram Interaksi desain kolom menggunakan PCACOL.

o Perhitungan penulangan geser kolom

1) Gaya lintang rencana rangka ruang untuk SRPMM:

2)

$$V_u = \frac{M_{nt} + M_{nb}}{h_n} \quad (3.24)$$

2) Gaya geser yang disumbangkan beton akibat gaya tekan aksial

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_w d \quad \text{i } V_c \text{ diambil setengahnya} \quad (3.25)$$

3) Kontrol kekuatan geser

$$(3.26)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Panjang penyaluran dan sambungan lewatan Panjang penyaluran batang ulir yang berada dalam kondisi tarik dan tekan harus memenuhi ketentuan

seperti yang dijelaskan pada perencanaan balok diatas, sedangkan untuk panjang sambungan lewatan kolom yaitu:  $0,07.fy.db \geq 300 \text{ mm}$

Dimana :  $f_y$  = mutu baja  
 $db$  = diameter tulangan

### 3.3.4.2 Penulangan Dinding Geser

Penulangan shearwall direncanakan dengan beban rencana maksimal 100% gaya lateral (gempa), minimal 25% beban lateral dipikul oleh dinding geser.

Ketentuan untuk DSBK berlaku:

- 1) Ps. 23.6.2.1, ratio penulangan dinding  $\rho_v$  dan  $\rho_v$  untuk DS tidak boleh kurang dari 0,0025. Bila  $V_u \leq 1/12 A_{cv} \sqrt{f_c'}$ , pakai tulangan minimum Ps.16.3. Jarak s di dua arah tidak boleh melebihi 450 mm.
- 2) Minimal pakai 2 tirai tulangan dalam dinding bila  $V_u > 1/6 A_{cv} \sqrt{f_c'}$ .
- 3) Komponen batas mengacu pada SNI 03 2847 2002

### 3.3.5 Perencanaan Pondasi

#### 3.3.5.1 Mengumpulkan Data Tanah

Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang dengan perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan hasil dari *Standart Penetration Test* (SPT).



### 3.3.5.2 Perhitungan penampang tiang pondasi

Perhitungan menggunakan rumus yang terdapat pada modul ajar rekayasa pondasi lanjut

#### 1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Persamaan *Luciano Decourt* (1982)

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (3.27)$$

Dimana :  $Q_L$  = daya dukung tanah maximum pada pondasi

$Q_p$  = *resistance ultimit* di dasar pondasi

$Q_s$  = *resistance ultimit* akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p \cdot \alpha = (N_p \cdot K) A_p \cdot \alpha$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s \cdot \beta = \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) A_s \cdot \beta$$

Dimana :

$N_p$  = harga rata-rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah dasar tiang pondasi

$$= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$$

B = diameter dasar pondasi

K = koefisien karakteristik tanah :

$$12 \text{ t/m}^2 = 117.7 \text{ kPa} \quad (\text{lempung})$$

$$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa} \quad (\text{lanau berlempung})$$

$$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa} \quad (\text{lanau berpasir})$$

$$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa} \quad (\text{pasir})$$

$A_p$  = luas penampang dasar tiang

$q_p$  = tegangan diujung tiang

$N_s$  = harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan  $3 \leq N_s \leq 50$

$A_s$  = luas selimut tiang

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral  $\text{t/m}^2$

$\alpha$  dan  $\beta$  = koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

## 2. Daya Dukung Grup Tiang Pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut. (Wahyudi, Herman. 1999)

$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e \quad (3.28)$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tiang pancang

$n$  = jumlah tiang dalam grup

$C_e$  = efisiensi grup tiang pancang

## 3. Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang

*Conversi – Labarre*

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.29)$$

Dimana :

$m$  = Jumlah baris tiang dalam grup

$n$  = Jumlah kolom tiang dalam grup

$d$  = Diameter sebuah tiang pondasi

$s$  = Jarak as ke as tiang dalam grup

Untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi, pemakaian praktis harga koefisien efisiensi  $C_e$  adalah sebagai berikut :

Pasir lepas :

Untuk tiang-tiang pendek

$C_e = 1.5$  (untuk  $s = 2d$ ) hingga 1 (untuk  $s = 4d$ )

Untuk tiang-tiang panjang

$C_e = 2$  (untuk  $s = 2d$ ) hingga  $1$  (untuk  $s = 6d$ )

Pasir padat :  $C_e = 0.7$  (untuk  $s = 3d$ ) hingga  $1$  (untuk  $s = \pm 8d$ )

#### **4. Perencanaan Pile Cap Grup Tiang Pancang**

Dalam perancangan *pile cap* pada tugas besar ini penulis meninjau gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

#### **5. Kontrol Geser Pons**

*Pile cap* harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Dalam perencanaan tebal *pile cap*, syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

$$\phi V_c = \phi \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) \cdot b_o \cdot d \quad (3.30)$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} f_c \cdot b_o \cdot d$$

Dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada *pile cap*

$b_o = 2 (b_k + d) + 2 (h_k + d)$

Dengan :

$b_k$  = lebar penampang kolom

$h_k$  = tinggi penampang kolom

$d$  = tebal efektif *pile cap*

## 6. Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, *pile cap* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *pile cap*. Perhitungan gaya dalam *pile cap* didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

## 7. Perencanaan Sloof Pondasi (Tie Beam)

Struktur *sloof* dalam hal ini digunakan agar penurunan yang terjadi pada pondasi terjadi secara bersamaan pada pondasi. Dalam hal ini *sloof* berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban yang ditimpakan ke *sloof* meliputi : berat sendiri *sloof*, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

### 3.3.5.3 Kontrol Desain

Melakukan analisa struktur bangunan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas-batas tertentu menurut peraturan. Dilakukan pengambilan kesimpulan, apakah desain telah sesuai dengan syarat-syarat perencanaan dan peraturan angka keamanan, serta efisiensi. Bila telah memenuhi persyaratan, maka dapat diteruskan ke tahap pendetailan dan apabila tidak memenuhi persyaratan, maka dilakukan pendesainan ulang.



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## BAB IV PERENCANAAN DIMENSI STRUKTUR

Perancangan gedung Graha Pena Extension ini didesain di zona gempa tinggi dengan *Seismic Design Category (SDC) E* untuk tanah lunak menggunakan *Rangka Momen Khusus dan Dinding Struktur Khusus* sesuai SNI 03 2847 2002

### 4.1 Preliminary Design

#### 4.1.1 Data Perencanaan

Nama gedung	: Graha Pena Extension
Tipe bangunan	: Perkantoran
Zona gempa	: kuat
Jumlah lantai	: 30 lantai
Tinggi bangunan	: 117 m
Struktur bangunan	: Beton bertulang
Mutu beton ( $f'c$ )	
- Kolom dan Shear wall	: 50 Mpa
- Balok, plat lantai	: 40 Mpa
Mutu Baja ( $f_y$ )	: 400 Mpa

#### 4.1.2 Perencanaan Dimensi Balok

##### 4.1.2.1 Dimensi Balok Induk

Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Ps. 11.5 tabel 8

untuk dimensi balok (minimum) pada:

1. Terdukung sederhana

$$h \text{ min} = \frac{1}{16} \times Lb$$

2. Satu ujung menerus

$$h \text{ min} = \frac{1}{18,5} \times Lb$$

3. Kedua ujung menerus

$$h \text{ min} = \frac{1}{21} \times Lb$$

Dalam perencanaan gedung ini, balok induk akan didesign sebagai berikut :

- Dimensi balok dengan tumpuan terdukung sederhana

Balok dengan  $L_b = 12,5 \text{ m}$  , dengan persyaratan  $f_y$  diambil 400 Mpa

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 12,5 \text{ cm} = 78,125 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ dipakai } h = 150 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{2}{3} \times 150 = 100 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ dipakai } b = 100 \text{ cm}$$

#### **Dimensi balok 100/150**

Perhitungan dimensi balok induk selanjutnya akan ditabelkan dibawah.

**Tabel 4.1** Dimensi Balok dengan Tumpuan Sederhana

No	Panjang	H min	H	Bmin	B	Dimensi
	cm	cm	cm	cm	cm	
1	1025	64,0625	150	42,70833	100	100/150
2	500	31,25	150	20,83333	100	100/150
3	800	50	150	33,33333	100	100/150
4	1145	71,5625	150	47,70833	100	100/150
5	905	56,5625	150	37,70833	100	100/150
6	1250	78,125	150	52,08333	100	100/150
7	625	39,0625	150	26,04167	100	100/150
8	905	56,5625	150	37,70833	100	100/150

#### **4.1.2.2 Dimensi Balok Anak**

Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Ps.11.5 tabel 8 untuk dimensi balok (minimum) pada balok anak akan didesign dengan :

- Dimensi balok dengan tumpuan terdukung sederhana  
Balok dengan  $L_b = 10,25 \text{ m}$  , dengan persyaratan  $f_y$  diambil 400 Mpa

$$h_{\min} = \frac{1}{21} \times 1025 \text{ cm} = 48,81 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ dipakai } h = 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

$$b = \frac{2}{3} \times 50 = 33,33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ dipakai } b = 40 \text{ cm}$$



### ***Dimensi balok 40/50***

Perhitungan dimensi balok induk selanjutnya akan ditabelkan dibawah.

**Tabel 4.2** Dimensi Balok dengan tumpuan 2 ujung menerus

No	Panjang	H min	H	Bmin	B	Dimensi
	cm	cm	cm	cm	cm	
1	1025	48,80952	50	32,53968	40	40/50
2	500	23,80952	50	15,87302	40	40/50
3	800	38,09524	50	25,39683	40	40/50
4	312,5	14,88095	50	9,920635	40	40/50
5	572,5	27,2619	50	18,1746	40	40/50
6	452,5	21,54762	50	14,36508	40	40/50
7	690	32,85714	50	21,90476	40	40/50

### **4.1.3 Perencanaan Dimensi Pelat**

Perancangan ini menggunakan pelat cor setempat yang dalam perhitungannya dibagi menjadi dua macam yaitu:

1. Pelat satu arah, seperti dalam penjelasan pasal 11.5.3.3 SNI 03-2847-2002 yaitu pelat yang rasio panjang dengan lebarnya sama dengan atau lebih dari 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima pelat akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar (pemikul pada bagian panel yang lebih pendek).
2. Pelat dua arah, dalam penjelasan pasal 11.5.3.3 SNI 03-2847-2002 yaitu pelat yang rasio panjang dengan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel dari pelat tersebut.

Untuk merencanakan tebal pelat minimum baik untuk pelat satu arah maupun untuk pelat dua arah dipergunakan persyaratan yang telah tercantum di dalam SNI 03-2847-2002. Untuk memenuhi syarat lendutan, tebal minimum pelat satu arah harus dihitung sesuai

dengan peraturan SNI 03-2847-2002 seperti yang dipakai dalam *preliminary design* balok diatas. Sedangkan untuk pelat dua arah harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 Ps.11.5.3.3.

Syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat dua arah:

- Untuk  $0,2 < \alpha_m < 2,0$

$$h_{\max} = \frac{L_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \quad \text{dan} > 125 \text{ mm}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 Ps.11.5.3.3 (Pers.16).

- Untuk  $\alpha_m \geq 2,0$

$$h_{\max} = \frac{L_n \left\{ 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right\}}{36 + 9\beta} \quad \text{dan} > 90 \text{ mm}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 Ps.11.5.3.3 (Pers.17).

dimana:

$L_n$  = panjang bentang bersih arah memanjang pelat

$\beta$  = rasio bentang bersih arah memanjang pelat terhadap arah memendek pelat

$\alpha_m$  = nilai rata-rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

$\alpha$  = rasio dari kekuatan lentur penampang balok terhadap kekakuan pelat

$f_y$  = mutu tulangan baja (MPa)  
mutu tulangan baja (MPa)

a. Lebar efektif ( $b_e$ )

Penentuan lebar efektif ( $b_e$ ) dari balok T dihitung berdasarkan tipe sayap sesuai dengan ketentuan di bawah ini:

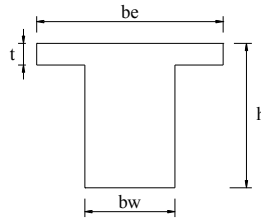
**i) Balok T Interior ....(SNI 03-2847-2002 Ps.10.10.2).**

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_b$$

$$b_{e2} = b_w + ( 8 \times t )$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w)$$

Dipilih yang terkecil



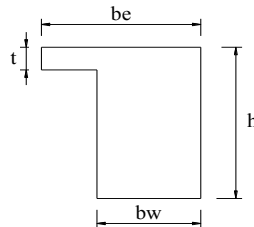
**ii) Balok T Eksterior (SNI 03-2847-2002 Ps. 10.10.3).**

$$b_{e1} = \frac{1}{12} \times L_b$$

$$b_{e2} = b_w + ( 6 \times t )$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w)$$

Dipilih yang terkecil.



**b. Inersia (I)**

Untuk Inersia menggunakan metode sebagai berikut:

- $I_b = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k$  .....(Wang – Salmon).

- $I_s = \frac{1}{12} \times b_s \times t^3$  .....(Wang – Salmon).

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w}\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

dimana:

$I_b$  = momen inersia penampang T

$I_s$  = momen inersia lajur pelat

$b_e$  = lebar efektif, harga minimum

$b_w$  = lebar balok

$t$  = tebal rencana pelat

$h$  = tinggi balok

c. Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat ( $\alpha$ ) dan rata-rata ( $\alpha_m$ )

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_m = \frac{1}{n} \sum \alpha_i$$

dimana:

$n$  = jumlah sisi balok dalam satu pelat

#### 4.1.3.1 Desain tebal pelat

Sebagai contoh dilakukan pada pelat lantai type D. Sesuai dengan tabel 8 SNI 03-2847-2002, tebal minimum balok nonpratekan atau pelat satu arah apabila lendutan tidak dihitung dimana komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar.



**Gambar 4.1** Tipe pelat D (1025 cm x 312,5 cm)

$$L_n = 1025 \text{ cm} - \left( \frac{100}{2} + \frac{100}{2} \right) = 925 \text{ cm}$$

$$S_n = 312,5 \text{ cm} - \left( \frac{100}{2} + \frac{40}{2} \right) = 242,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{925}{242,5} = 3,814 > 2 \dots\dots\dots \text{pelat satu arah}$$

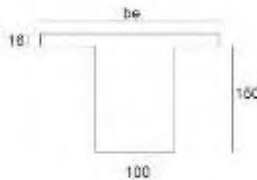
Perencanaan sesuai dengan SNI 03–2847–2002:

Untuk balok 100/150 dengan panjang 1025 cm

$$t = 16 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$h = 150 \text{ cm}$$



**Gambar 4.2** Penampang balok memanjang 100/150

- $b_{e1} = \frac{1}{4}L_b = \frac{1}{4} \times 1025 = 256,25 \text{ cm}$
- $b_{e2} = b_w + 8t = 100 + (8 \times 16) = 228 \text{ cm}$
- $b_{e3} = \frac{1}{2}(L_b - b_w) = \frac{1}{2}(1025 - 100) = 462,5 \text{ cm}$

jadi  $b_e$  terpilih = 228 cm

$$K = \frac{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{t}{h} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{t}{h} \right) + 4 \left( \frac{t}{h} \right)^2 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{b_e}{b_w} - 1 \right) x \left( \frac{t}{h} \right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{228}{100} - 1\right)x\left(\frac{16}{150}\right)x \left[ 4 - 6\left(\frac{16}{150}\right) + 4\left(\frac{16}{150}\right)^2 + \left(\frac{228}{100} - 1\right)x\left(\frac{16}{150}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{228}{100} - 1\right)x\left(\frac{16}{150}\right)}$$

$$= 1,29$$

$$I_b = \frac{1}{12} x b_w x h^3 x k = \frac{1}{12} x 100 x 150^3 x 1,29 = 36257738 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} x b_s x t^3 = \frac{1}{12} x 1025 x 16^3 = 349867 \text{ cm}^4$$

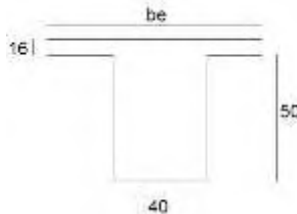
$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 103,63$$

Untuk balok 40/50 dengan panjang 1025 cm

$$t = 16 \text{ cm}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$



**Gambar 4.3** Penampang balok anak 40/50

- $b_{e1} = \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 1025 = 256,25 \text{ cm}$
  - $b_{e2} = b_w + 8t = 40 + (8 \times 16) = 168 \text{ cm}$
  - $b_{e3} = \frac{1}{2} (L_b - b_w) = \frac{1}{2} (1025 - 40) = 492,5 \text{ cm}$
- jadi  $b_e = 168 \text{ cm}$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{t}{h}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) x \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{168}{40} - 1\right) x \left(\frac{16}{50}\right) x \left[4 - 6\left(\frac{16}{50}\right) + 4\left(\frac{16}{50}\right)^2 + \left(\frac{168}{40} - 1\right) x \left(\frac{16}{50}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{168}{40} - 1\right) x \left(\frac{16}{50}\right)}$$

$$= 1,81$$

$$I_b = \frac{1}{12} x b_w x h^3 x k = \frac{1}{12} x 40 x 50^3 x 1,81$$

$$= 752784,2 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} x b_s x t^3 = \frac{1}{12} x 1025 x 16^3 = 349867 \text{ cm}^4$$

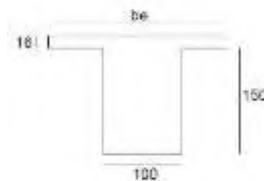
$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 2,1516$$

Untuk balok 100/150 dengan panjang 312,5 cm

$$t = 16 \text{ cm}$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$h = 150 \text{ cm}$$



**Gambar 4.4** Penampang balok melintang 100/150

- $b_{e1} = \frac{1}{4} L_b = \frac{1}{4} \times 312,5 = 78,125 \text{ cm}$
- $b_{e2} = b_w + 8t = 100 + (8 \times 16) = 228 \text{ cm}$

$$\cdot \quad b_{e3} = \frac{1}{2}(L_b - b_w) = \frac{1}{2}(1025 - 100) = 106,25 \text{ cm}$$

$$\text{jadi } b_e = 78,125 \text{ cm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)x\left(\frac{t}{h}\right)x\left[4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)x\left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right)x\left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{78,125}{100} - 1\right)x\left(\frac{16}{150}\right)x\left[4 - 6\left(\frac{16}{150}\right) + 4\left(\frac{16}{150}\right)^2 + \left(\frac{78,125}{100} - 1\right)x\left(\frac{16}{150}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{78,125}{100} - 1\right)x\left(\frac{16}{150}\right)}$$

$$= 0,94$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k = \frac{1}{12} \times 100 \times 150^3 \times 0,94$$

$$= 26508847 \text{ cm}^4$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times b_s \times t^3 = \frac{1}{12} \times 312,5 \times 16^3 = 106667 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_s} = 248,52$$

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} (248,52 + 248,52 + 103,63 + 2,15) = 150,71 > 2.$$

Sehingga perhitungan tebal pelat menggunakan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5.3.2 (17)

#### 4.1.3.2 Kontrol Tebal Pelat

Tebal pelat dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 2,0 ; ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:



$$h = \frac{L_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{925 \left( 0,8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + (9 \times 3,814)} = 14,28 \text{ cm}$$

*Tebal pelat rencana 16 cm > 14,28 cm dan > 90 mm.*

*Jadi tebal pelat 160 mm telah memenuhi syarat.*

**Dipakai tebal pelat lantai 160 mm**

Untuk perhitungan tipe pelat yang lain akan ditabelkan pada halaman selanjutnya:

Tabel 4.3 Spesifikasi Pelat

No	Type	P cm	L cm	Dimensi Balok Tepi Pelat						Ln cm	Sn cm	β	Ket		
				P1	P2	L1		L2							
1	A	500	312,5	100	150	40	50	100	150	100	150	400	242,5	1,649485	2 arah
2	A1	500	220	100	150			100	150	100	150	400	170	2,352941	1 arah
3	B	800	312,5	100	150	40	50	100	150	100	150	700	242,5	2,886598	1 arah
4	B1	800	220	100	150			100	150	100	150	700	170	4,117647	1 arah
5	C	575	312,5	100	150	40	50	100	150	40	50	505	242,5	2,082474	1 arah
6	C1	575	220	100	150			100	150	40	50	505	170	2,970588	1 arah
7	D	1025	312,5	100	150	40	50	100	150	100	150	925	242,5	3,814433	1 arah
8	D1	1025	220	100	150			100	150	100	150	925	170	5,441176	1 arah
9	E	452,5	312,5	40	50	100	150	100	150	40	50	382,5	242,5	1,57732	2 arah
10	E1	312,5	220	100	150			100	150	40	50	242,5	170	1,426471	2 arah
11	E2	320	312,5	60	80	40	50	60	80			290	262,5	0,905172	2 arah
12	F	312,5	297,5	40	50	100	150	40	50	40	50	272,5	227,5	1,197802	2 arah
13	G	430	330	100	150	100	150	40	50	40	50	390	230	1,695652	2 arah
14	H	320	175	40	50	100	150	100	150	100	150	220	105	2,095238	1 arah

Tabel 4.4 Tebal Pelat

No	Type	Ln	fy	$\beta$	$\alpha_m$	h	h pakai
		cm	Mpa			cm	cm
1	A	400	400	1,649485	169,029	8,541305	16
2	A1	400	400	2,352941	277,7765	7,595532	16
3	B	700	400	2,886598	156,6718	12,26214	16
4	B1	700	400	4,117647	261,7087	10,40258	16
5	C	505	400	2,082474	104,0317	10,01577	16
6	C1	505	400	2,970588	164,7442	8,739669	16
7	D	925	400	3,814433	150,7064	14,27964	16
8	D1	925	400	5,441176	253,9566	11,81922	16
9	E	382,5	400	1,57732	111,5494	8,273303	16
10	E1	242,5	400	1,426471	194,6935	5,390975	16
11	E2	290	400	0,905172	17,08407	6,45577	16
12	F	272,5	400	1,197802	66,177	6,324407	16
13	G	390	400	1,695652	100,2052	8,260269	16
14	H	220	400	2,095238	257,287	4,354167	16

#### 4.1.4 Perencanaan Dinding Geser (*Shear Wall*)

Untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya (SNI-1726-2012 ps 7.2.6.1)

Tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/24 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana lebih pendek atau kurang dari 140 mm (SNI 2847 2002 ps 24.6.6.2)

Direncanakan :

Tebal dinding geser = 60 cm

Panjang bentang = 1300 cm

Tinggi total = 117 m

Syarat :

$$60 \text{ cm} \geq \frac{H}{24}$$

$$60 \text{ cm} \geq \frac{390}{24}$$

$$60 \text{ cm} \geq 16,25 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

$$60 \text{ cm} \geq \frac{L}{25}$$

$$60 \text{ cm} \geq \frac{1300}{25}$$

$$60 \text{ cm} \geq 52,083 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

Pada perencanaan tebal dinding geser diambil setebal 60 cm untuk kedua arah

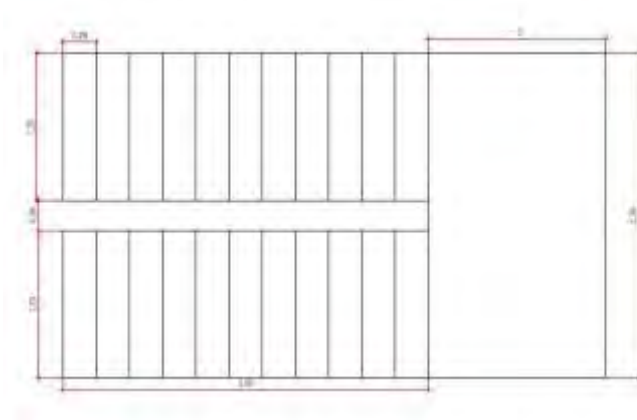
#### 4.1.5 Perencanaan Tangga

- Data perencanaan

Tangga adalah suatu struktur yang berfungsi sebagai penghubung antara lantai bawah dengan lantai atas dalam bangunan bertingkat. Untuk skema tangga dapat dilihat pada gambar

Syarat perencanaan tangga :

$$60 < 2.t + i < 65 \text{ cm} \rightarrow (2 \times t) + 28 = 64 \rightarrow t = 18 \text{ cm}$$



**Gambar 4.5** Skema tangga

- Lebar injakan (i) : 28 cm
- Tanjakan (t) : 18 cm
- Tebal Pelat Tangga : 16 cm
- Tebal Pelat Bordes : 16 cm
- Jumlah tanjakan tangga kebawah = keatas

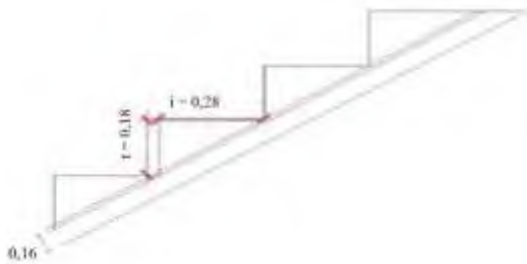
$$(n.t) = \frac{195}{18} = 10,83 \text{ buah} \sim 11 \text{ buah}$$

$$(n.i) = n.t - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ buah}$$

- Panjang Horisontal Tangga :  $28 \times 10 = 280 \text{ cm}$
- Lebar Bordes :  $= 150 \text{ cm}$
- Sudut Kemiringan :  $\text{Arc tg} (195 / 315) = 31,76^\circ$
- Tebal pelat rata-rata

$$\begin{aligned} \text{Tebal rata-rata} &= \left(\frac{i}{2}\right) \times \sin \alpha \text{ (injakan dan tanjakan)} \\ &= \left(\frac{28}{2}\right) \times \sin 31,76 = 4,72 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal rata - rata pelat tangga} = 16 + 4,72 = 20,72 \text{ cm}$$



**Gambar 4.6** Detail tangga

#### 4.1.6 Perencanaan Kolom

Beban Mati

Pelat lantai	= $2400 \text{ kg/m}^3 \times 8,45 \times 10,875 \times 0,16 \times 30$	
	= 1058616	kg
Penggantung	= $7 \times 8,45 \times 10,875 \times 30$	= 19297,6875 kg
Balok	= $2400 \text{ kg/m}^3 \times 5,75 \times 1,5 \times 1 \times 30$	= 621000 kg

	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5,75 \times 1,5 \times 1 \times 30$	$= 621000$	kg
	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5,75 \times 1,5 \times 1 \times 30$	$= 621000$	kg
	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5,75 \times 0,5 \times 0,35 \times 30$	$= 72450$	kg
	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5,125 \times 0,5 \times 0,4 \times 30$	$= 73800$	kg
	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5,125 \times 0,5 \times 0,4 \times 30$	$= 73800$	kg
	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5,125 \times 1,5 \times 1 \times 30$	$= 553500$	kg
	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5,125 \times 1,5 \times 1 \times 30$	$= 553500$	kg
	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 8,45 \times 1,5 \times 1 \times 30$	$= 912600$	kg
	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 8,45 \times 1,5 \times 1 \times 30$	$= 912600$	kg
Partisi	$= 8,45 \times 10,875 \times 40 \times 30$	$= 110272,5$	kg
Kolom	$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \times 1 \times 3,9 \times 30$	$= 280800$	kg
Keramik 2cm	$= 24 \times 8,45 \times 10,875 \times 0,02 \times 30$	$= 1323,27$	kg
Spesi 2cm	$= 21 \times 8,45 \times 10,875 \times 0,02 \times 30$	$= 1157,86$	kg
Plumbing	$= 10 \times 8,45 \times 10,875 \times 30$	$= 27568,125$	kg
Kaca 8mm	$= 9,375 \times 10,15 \times 20 \times 30$	$= 57093,75$	kg
Ducting AC	$= 15 \times 8,45 \times 10,875 \times 30$	$= 41352,1875$	kg
Plafond	$= 11 \times 8,45 \times 10,875 \times 30$	$= 30324,9375$	kg
Berat Total(DL)		$= 6378402,32$	kg

#### Beban Hidup

Atap (lantai 30)	$= 250 \times 8,45 \times 10,875 \times 1$	$= 22973$	kg
Lantai	$= 250 \times 8,45 \times 10,875 \times 29$	$= 666230$	kg
Berat Total (LL)		$= 689203$	kg

Sesuai RSNI 03 1727-1989 ps 4.8.2, beban hidup dapat direduksi 20% untuk komponen yang menumpu 2 lantai atau lebih

$$LL = 0,8 \times 689203 = 551363 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi total (W)} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \times 6378402,32 + 1,6 \times 551363 \\ &= 8536263 \text{ kg} \end{aligned}$$

Mutu beton  $f'c = 50 \text{ Mpa} = 500 \text{ kg/cm}^2$  sehingga nilai A (Luas) kolom

$$A = \frac{W}{0,85 \times f'c} = \frac{8536263}{0,85 \times 400} = 20085 \text{ cm}^2$$

Dimensi

$$b^2 = 20085$$

$$b = 141,722 \text{ dibulatkan } 150 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan adalah 150/150 cm<sup>2</sup>

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



## BAB V DESAIN STRUKTUR SEKUNDER

### 5.1 Perencanaan Pelat Atap dan Lantai

Peraturan yang digunakan sebagai acuan dalam menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Perletakan pada pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit penuh.

#### 5.1.1 Pembebanan Atap dan Lantai

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ). Pembebanan yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

**Tabel 5.1** Beban mati pelat atap dan lantai

<b>Beban Mati</b>					
<b>Kaca 8mm</b>	2	10	kg/m <sup>3</sup>	20	kg/m <sup>2</sup>
Beban Plat	0,12	2400	kg/m <sup>3</sup>	288	kg/m <sup>2</sup>
Penggantung	1	7	kg/m <sup>2</sup>	7	kg/m <sup>2</sup>
Plafond	1	11	kg/m <sup>2</sup>	11	kg/m <sup>2</sup>
spesi (2cm)	2	21	kg/m <sup>2</sup>	42	kg/m <sup>2</sup>
tegel (2cm)	2	24	kg/m <sup>2</sup>	48	kg/m <sup>2</sup>
Plumbing	1	10	kg/m <sup>2</sup>	10	kg/m <sup>2</sup>
Partisi	1	100	kg/m <sup>2</sup>	100	kg/m <sup>2</sup>
pipa & ducting	1	15	kg/m <sup>2</sup>	15	kg/m <sup>2</sup>
<b>Berat Total</b>				<b>541</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

- **Beban Hidup**

Beban hidup pada pelat atap ( $q_L$ ) digunakan sebesar 250  $\text{kg/m}^2$

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned} q_u &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\ &= 1.2 \times 541 + 1.6 \times 250 \\ &= 1049,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

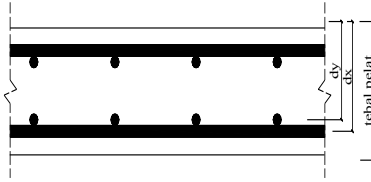
### 5.1.2 Penulangan Pelat Atap dan Lantai

a. Penulangan Pelat Atap dan Lantai Tipe D  
Data-data untuk perhitungan pelat adalah:

- Dimensi pelat 3,125 x 10,25  $\text{m}^2$
- Tebal pelat 160 mm, Tebal decking 40 mm
- Diameter tulangan rencana 12 mm
- Mutu tulangan baja  $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Mutu beton  $f_c' = 40 \text{ MPa}$ ,  $\beta_1 = 0.8$   
(SNI 03-2847-2002 Ps.12.2.7.3)
- $d_x = 160 - 40 - \frac{1}{2}(12) = 114 \text{ mm}$
- $d_y = 160 - 40 - 12 - (\frac{1}{2} \times 12) = 102 \text{ mm}$



**Gambar 5.1** Pelat atap dan lantai tipe D (1025 cm x 312,5 cm)



**Gambar 5.2** Jarak  $dx$  dan  $dy$  pelat atap dan lantai

$$q_u = 1049,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \dots\dots\dots (\text{SNI } 03\text{-}2847\text{-}2002)$$

*Dilengkapi Penjelasan Ps.10.4.3)*

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,8 \times 40 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,0408$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 - 2002 \text{ Dilengkapi Penjelasan Ps.12.3.3})$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times 0,0408 = 0,0306$$

$$\rho_{min} = 0,0018 \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 - 2002 \text{ Dilengkapi Penjelasan Ps.9.12.2.1})$$

$$L_{nx} = 312,5 - \left( \frac{40}{2} + \frac{100}{2} \right) = 2,425 \text{ m}$$

$$L_{ny} = 1025 - \left( \frac{100}{2} + \frac{100}{2} \right) = 9,25 \text{ m}$$

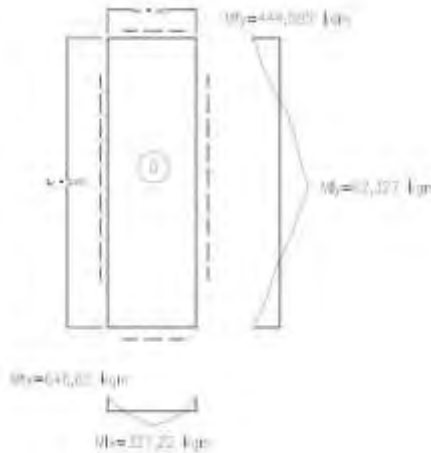
$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{9,25}{2,425} = 3,814 > 2 \dots \dots \text{Pelat 1 arah}$$

*(Ps. 11.5.3.3 SNI 03-2847-2002)*

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \times q_u \times l_x^2 \times X \\ &= 0,001 \times 1049,2 \times 2,725^2 \times 42 = 327,2206 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,001 \times q_u \times l_x^2 \times X \\ &= 0,001 \times 1049,2 \times 2,425^2 \times 83 = -512,106 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ly} &= 0,001 \times qu \times lx^2 \times X \\
 &= 0,001 \times 1049,2 \times 2,425^2 \times 8 = 49,359 \text{ kgm} \\
 M_{ty} &= 0,001 \times qu \times lx^2 \times X \\
 &= 0,001 \times 1049,2 \times 2,425^2 \times 57 = -351,687 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.3** Momen pelat atap dan lantai tipe D

### Penulangan arah x

Lapangan = Tumpuan

$$M_u = 512,1059 \text{ kgm} = 5121059,953 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{5121059,953}{0,8} = 6401324,941 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi 1000 \times dx^2} = \frac{6401324,941}{1,2 \times 1000 \times 114^2} = 0,328 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\rho = \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,328}{400}} \right) = 0,000825$$

$$\rho < \rho_{\min}$$

Maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,0018$

$$A_{\text{sperlu}} = \rho b d$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 114 = 205,2 \text{ mm}^2$$

Menurut *SNI 03-2847-2002 Ps. 12.5.4* disebutkan:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 160 = 4800 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur  $\text{Ø}12 - 250 \text{ mm}$

$$A_{\text{spakai}} = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 \right) \left( \frac{1000}{250} \right)$$

$$= 452,16 \text{ mm}^2 > 205,2 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{ok}$$

Kontrol regangan tulangan terpasang,

$$\text{Tulangan terpasang per meter, } n = \frac{1000}{s} = 4 \text{ buah}$$

$$A_s \text{ aks} = n \cdot A_s \text{ tul} = 452,16 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho = \frac{452,16}{1000 \times 114} = 0,004 < \rho_{\max}$$

maka regangan tulangan tarik  $\epsilon_s > 0,005$

### Penulangan arah y

#### **Lapangan = Tumpuan**

$$M_u = 351,687 \text{ kgm} = 351687,25 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{351687,25}{0,8} = 4396090,622 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi 1000 \times d y^2} = \frac{4396090,622}{1,2 \times 1000 \times 102^2} = 0,352 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$\rho = \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,352}{400}} \right) = 0,000885$$

$$\rho < \rho_{\min}$$

Maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,0018$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 104 = 187,2 \text{ mm}^2$$

Menurut *SNI 03-2847-2002 Ps. 12.5.4* disebutkan:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 160 = 480 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur  $\text{Ø}12 - 250 \text{ mm}$

$$A_{\text{Spakai}} = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 \right) \left( \frac{1000}{250} \right)$$

$$= 403,19 \text{ mm}^2 > 187,2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

Kontrol regangan tulangan terpasang,

$$\text{Tulangan terpasang per meter, } n = \frac{1000}{s} = 4 \text{ buah}$$

$$A_s \text{ aks} = n \cdot A_s \text{ tul} = 452,16 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = \frac{452,16}{1000 \times 114} = 0,004 < \rho_{\max}$$

maka regangan tulangan tarik  $\epsilon_s > 0,005$

### **Tulangan susut dan suhu**

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0018 \dots\dots\dots (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ Ps. } 9.12.2.1(a))$$

$$A_s \text{ susut} = \rho \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 160 = 288 \text{ mm}^2$$

Menurut *SNI 03-2847-2002 Ps. 9.12.2.2* disebutkan:

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &\leq 5 \times \text{tebal pelat} = 5 \times 160 = 800 \text{ mm} \\ &\geq 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang tulangan  $\text{Ø}12 - 200 \text{ mm}$

$$A_{\text{spakai}} = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 \right) \left( \frac{1000}{250} \right)$$

$$= 403,19 \text{ mm}^2 > 288 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{ok}$$

### 5.1.3 Kontrol Retak

Bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \dots\dots\dots (\text{SNI 03-2847-2002 pasal 12.6.4(24)})$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan. dimana:

$F_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil:

$$0,6f_y = 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan

$$d_c = 20 + 10 + \frac{1}{2} 10 = 35 \text{ mm}$$

$A$  = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan

$$A = \frac{2 \left( 20 + \frac{1}{2} 10 \right) \times 1000}{4} = 12500 \text{ mm}^2$$

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A} = 240 \times \sqrt[3]{0,035 \times 0,0125}$$

$$= 18,22 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \dots\dots \text{ok}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai  $z$ , dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh:

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \cdot \beta \cdot f_s \sqrt[3]{d_c A} \dots\dots (\text{SNI 03-2847-2002 pasal}$$

12.6.4(25))

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times 0,8 \times 18,22 \times 10^3 = 0,16 \text{ mm}$$

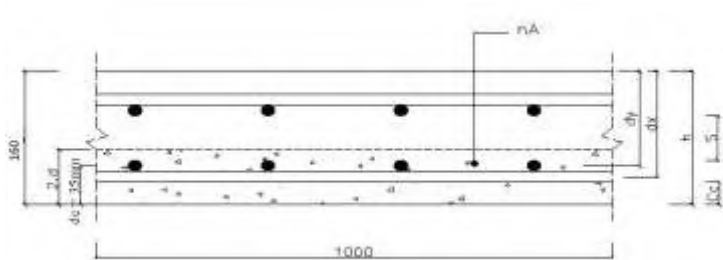
Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar ..... **ok**

Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih

$$S = \frac{95000}{f_s} - 2,5.C_c \dots (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ pasal } 12.6.4(26))$$

$$S = \frac{95000}{250} - 2,5.20 = 330 \text{ mm} , \text{ } \mathbf{\varnothing 10-250} \dots \dots \dots \mathbf{ok}$$

$$\begin{aligned} \text{Dan tidak boleh lebih dari : } 300 \times \frac{252}{f_s} &= 300 \frac{252}{250} \text{ mm} \\ &= 303 \text{ mm} \dots \dots \dots \mathbf{ok} \end{aligned}$$



**Gambar 5.4** Luas tarik efektif pelat beton

Perhitungan penulangan pelat atap dan lantai selanjutnya akan ditabelkan dibawah ini.



Tabel 5.2 Perhitungan penulangan pelat atap dan lantai

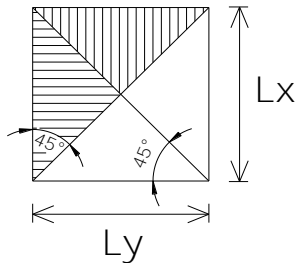
No	Tipe pelat	Dimensi		dx	dy	lx	ly	p		p min	p max	Mik	Mtx	Myx	Myz	As perlu		As min		Tul. Lentur		Jumlah tul per m	
		x	y					x	y							x	y	x	y	x	y	x	y
1	A	312,5	500	114	102	273	460	0,000476	0,000219	0,0008	0,03251	2966507	6310682	1090759	-4448850,5	54,258322	22,30678	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
2	A1	220	500	114	102	180	460	0,000344	8,85E-05	0,0008	0,03251	2141627	4249260	441932	-388532,3	39,217281	9,03909	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
3	B	312,5	800	114	102	273	760	0,000526	0,000123	0,0008	0,03251	3272206	6465502	6232773	4448850,5	59,586743	12,7397	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
4	B1	220	800	114	102	180	760	0,000344	8,85E-05	0,0008	0,03251	2141627	4249260	441932	-388532,3	39,217281	9,03909	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
5	C	312,5	575	114	102	273	535	0,000514	0,000187	0,0008	0,03251	3194296	6466502	594815,9	4448850,5	58,552194	19,11658	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
6	C1	220	575	114	102	180	535	0,000344	8,85E-05	0,0008	0,03251	2141627	4249260	441932	-388532,3	39,217281	9,03909	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
7	D	312,5	1025	114	102	273	985	0,001043	0,001119	0,0008	0,0306	3272206	6466502	6232773	4448850,5	118,90389	114,1308	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
8	D1	220	1025	114	102	180	985	0,000644	8,85E-05	0,0008	0,03251	2141627	4249260	441932	-388532,3	39,217281	9,03909	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
9	E	312,5	452,5	114	102	273	413	0,000451	0,000266	0,0008	0,03251	2804248	5921134	1324464	4448850,5	51,390539	27,0949	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
10	E1	220	321,5	114	102	180	282	0,000251	0,00017	0,0008	0,03251	1567278	3365414	849863	3617544,2	28,619338	17,3755	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
11	F2	312,5	320	114	102	273	280	0,000325	0,00042	0,0008	0,03251	2025651	5944128	146939	-3864127,7	37,088859	45,07887	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
12	F	297,5	312,5	114	102	291	375	0,000235	0,000293	0,0008	0,03251	1466939	3617563	29,89086	36,17952,9	26,735326	29,89086	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
13	G	331	415	114	102	291	375	0,000374	0,000374	0,0008	0,03251	1867979	4620060	1867979	-4620059,9	34,157304	38,19305	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4
14	H	175	320	114	102	135	280	0,000126	4,21E-05	0,0008	0,03251	78388,5	1587099	210338,4	-1089935,2	14,337882	4,297192	450,6246	403,1904	ø 12 - 250	ø 12 - 250	4	4

## 5.2 Perencanaan Balok Anak

### 5.2.1 Pembebanan Balok Anak

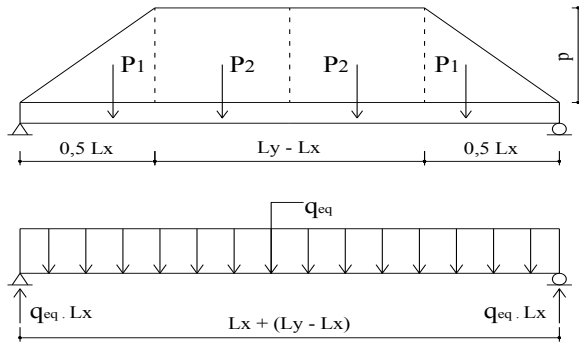
Balok anak adalah salah satu struktur sekunder yang memiliki peranan membagi beban yang diterima oleh balok induk akibat beban pelat pada balok yang bentangnya relatif panjang, sehingga mampu memperkecil lendutan pada pelat. Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok ditambah dengan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung bisa berupa beban segitiga pada lajur pendek serta beban trapesium pada lajur yang panjang yang kemudian beban-beban tersebut di ekuivalensikan menjadi beban merata atau persegi.

Adapun perumusan beban ekuivalen tersebut adalah:



**Gambar 5.5** Bentuk denah tributari pelat lantai

- Beban Ekuivalen Trapesium



**Gambar 5.6** Beban ekuivalen 1 trapesium pelat ke balok anak

$$p = \frac{1}{2} \times q \times Lx$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \left( p \times \frac{1}{2} \times Lx \right) = \frac{1}{4} \times p \times Lx$$

$$P_2 = p \left( \frac{1}{2} (Ly - Lx) \right) = \frac{1}{2} \times p \times (Ly - Lx)$$

$$R = P_1 + P_2 = \frac{1}{2} \times p \left( Ly - \frac{1}{2} Lx \right)$$

$$M \max_q = \left( R \times \frac{1}{2} \times Ly \right) - P_1 \left( \frac{1}{2} \times Ly - \frac{1}{3} Lx \right) - P_2 \left( \frac{1}{4} (Ly - Lx) \right)$$

$$M \max_q = \frac{1}{8} \times p \left( Ly^2 - \frac{1}{3} \times Lx^2 \right) = \frac{1}{16} \times q \left( Ly^2 - \frac{1}{3 \times Lx^2} \right)$$

$$M \max_{eq} = M \max_q$$

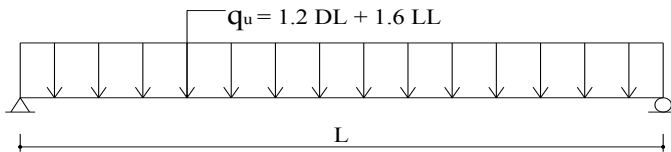
$$q_{eq} = \frac{1}{2} \times q \times Lx \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right]$$

### Perhitungan Beban Ekuivalen

Perhitungan detail portal beban ekuivalen ( $q_{eq}$ ) untuk beban segitiga dan trapesium ditabelkan sebagai berikut:

**Tabel 5.3** Beban 1 trapesium ekuivalen balok anak

No	Balok Anak	Lx (m)	Ly (m)	$q_{eq}$
				1 Trapesium
1	Ba-1	242,5	4,0	0,89 q



**Gambar 5.7** Pembebanan balok anak

## 5.2.2 Penulangan Balok Anak

### • Balok anak (40/50)

Sesuai pembebanan balok anak bahwa metode analitis pada SNI2847 tidak bisa digunakan untuk perhitungan lentur dan geser maka perhitungan menggunakan momen ultimate balok anak memanjang.

#### a. Beban Mati

- Berat sendiri balok (40/50)  $qdL_1$   
 $0,4 \times 0,5 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}$
- Berat dua trapesium ekuivalen pelat  
 $(q_d = 541 \text{ kg/m}^2) \rightarrow$  dari perhitungan pelat  
 $qdL_2 = 0,89 q \times 2 = 0,89 \times 541 \times 2 = 962,98 \text{ kg/m}$   
 $qdL = qdL_1 + qdL_2 = 480 + 962,98 = 1442,98 \text{ kg/m}$

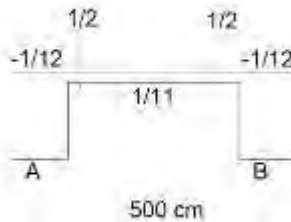
b. Beban Hidup

- Berat dua trapesium ekivalen pelat ( $q_u = 250 \text{ kg/m}^2$ )  
 $q_u = 0,89 q \times 2 = 0,89 \times 250 \times 2 = 445 \text{ kg/m}$

Kombinasi:

(SNI 03-2847-2002 Ps.11.2.(1))

$$\begin{aligned} \text{Bentang } 2,725 \text{ m} &\rightarrow q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \cdot 1442,98 + 1,6 \cdot 445 \\ &= 2443,576 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



**Gambar 5.8** Momen ultimate balok

Perhitungan momen ultimate pada balok terletak atas 4 atau lebih tumpuan ( PBI '71 hal 195 )

$$Mu_{\text{tump}} = -1/12 \cdot q_u \cdot L^2$$

$$Mu_{\text{lap}} = +1/11 \cdot q_u \cdot L^2$$

$$V_u = 1/2 \cdot q_u \cdot L$$

- **Perhitungan Tulangan Lentur**

**Lapangan**

Direncanakan tulangan balok anak D 19 mm.

Direncanakan tulangan sengkang  $\phi$  8 mm.

$$Mu_{\text{lapangan tepi}} = 1/11 \times 2443,576 \times 4,0^2 = 3554,29 \text{ kgm} = 35542923,8 \text{ Nmm}$$

Dimensi balok 40/50

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (SNI 03 - 2847 - 2002)$$

Dilengkapi Penjelasan Ps.10.4.3

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0434$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (SNI 03 - 2847 - 2002)$$

Dilengkapi Penjelasan Ps.12.3.3)

$$\rho_{max} = 0,75 \times 0,0434 = 0,0325$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \dots\dots\dots (SNI 03 - 2847 - 2002)$$

Dilengkapi Penjelasan Ps.12.5.1)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

untuk 2 baris :

$$d = 500 - 40 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 442,5 \text{ mm}$$

$$d' = 500 - 442,5 = 57,5 \text{ mm}$$

dipakai  $\delta = 0,40$

$$R_n = \frac{(1 - \delta) \times Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{(1 - 0,40) \times 35542923,6}{0,80 \times 400 \times 442,5^2} = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_\delta &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,34}{400}} \right) \\ &= 0,000855 \end{aligned}$$

$$\rho' = \frac{\delta \times Mu}{\phi \times f_y \times (d - d') \times b \times d}$$

$$= \frac{0,4 \times 35542923,6}{0,80 \times 400 \times (442,5 - 57,5) \times 400 \times 442,5}$$

$$= 0,0007$$

$$\rho = \rho_{\delta} + \rho' = 0,000855 + 0,0007$$

$$= 0,0015 < \rho_{\min} = 0,0035$$

$$As = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 400 \times 442,5 = 619,5 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ Pasang } \mathbf{3 \text{ D19}} \text{ ( } As = 850,16 \text{ mm}^2 \text{ )}$$

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 619,5 = 309,75 \text{ mm}^2$$

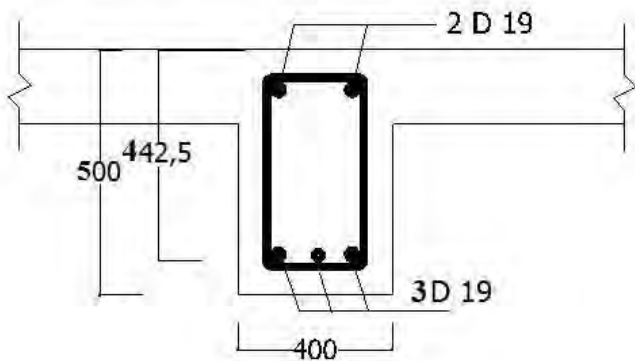
$$As' \text{ Pasang } \mathbf{2 \text{ D19}} \text{ ( } As = 567,06 \text{ mm}^2 \text{ )}$$

Kontrol jarak tulangan atas

$$\frac{400 - (2 \times 40 + 2 \times 10 + 3 \times 19)}{3 - 1} = 123,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm..ok}$$

Kontrol jarak tulangan bawah

$$\frac{400 - (2 \times 40 + 2 \times 10 + 2 \times 19)}{3 - 1} = 133 \text{ mm} > 25 \text{ mm..ok}$$



**Gambar 5.9** Penampang lapangan balok anak

**Tumpuan**

Direncanakan tulangan balok anak D 19 mm.

Direncanakan tulangan sengkang  $\phi$  8 mm.

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{\text{tump}} &= 1/12 \times 2443,576 \times 4,0^2 = 3258,1 \text{ kgm} \\ &= 32581013,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Dimensi balok 40/50

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 - 2002)$$

*Dilengkapi Penjelasan Ps.10.4.3)*

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 40 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,0434$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 - 2002)$$

*Dilengkapi Penjelasan Ps.12.3.3)*

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \times 0,0434 = 0,0325$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 - 2002)$$

*Dilengkapi Penjelasan Ps.12.5.1)*

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

untuk 2 baris :

$$d = 500 - 40 - 8 - \frac{1}{2} \cdot 19 = 442,5 \text{ mm}$$

$$d' = 500 - 442,5 = 57,5 \text{ mm}$$

dipakai  $\delta = 0,40$

$$R_n = \frac{(1 - \delta) \times \text{Mu}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{(1 - 0,40) \times 32581013}{0,80 \times 400 \times 442,5^2} = 0,312 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\delta} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$



$$= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,312}{400}} \right)$$

$$= 0,00078$$

$$\rho' = \frac{\delta \times Mu}{\phi \times f_y \times (d - d') \times b \times d}$$

$$= \frac{0,4 \times 32581013}{0,80 \times 400 \times (442,5 - 57,5) \times 400 \times 442,5}$$

$$= 0,0006$$

$$\rho = \rho_\delta + \rho' = 0,00078 + 0,0006$$

$$= 0,0014 > \rho_{\min} = 0,00325$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00325 \times 400 \times 442,5 = 619,5 \text{ mm}^2$$

$A_s$  Pasang **3 D19** ( $A_s = 850,15 \text{ mm}^2$ )

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 619,5 = 309,75 \text{ mm}^2$$

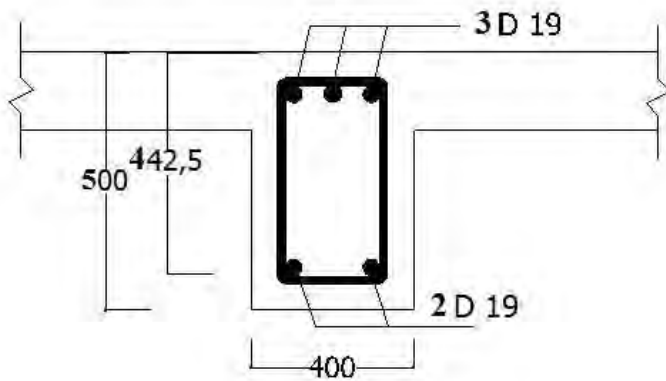
$A_s'$  Pasang **2 D19** ( $A_s = 567,06 \text{ mm}^2$ )

Kontrol jarak tulangan atas

$$\frac{400 - (2 \times 40 + 2 \times 8 + 3 \times 19)}{3 - 1} = 123,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

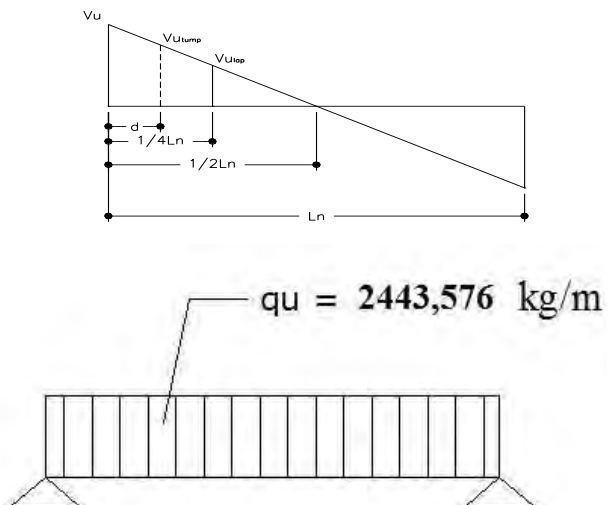
Kontrol jarak tulangan bawah

$$\frac{400 - (2 \times 40 + 2 \times 8 + 2 \times 19)}{3 - 1} = 133 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ok}$$



**Gambar 5.10** Penampang Tumpuan Balok Anak

- **Perhitungan Tulangan Geser**



**Gambar 5.11** Pembebanan pada balok anak memanjang

Suatu penampang beton menggunakan tulangan geser bila  $V_u > \phi V_c$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L_n = \frac{1}{2} * 2443,576 * 5$$

$$= 6108,94 \text{ kg} \approx 61089,4 \text{ N}$$

Sumbangan kekuatan geser beton:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{40} * 400 * 442,5 = 186574,38 \text{ N}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 * 186574,38 = 139930,785 \text{ N}$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \times b_w \times d$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \times 400 \text{ mm} \times 442,5 \text{ mm}$$

$$= 59000 \text{ N}$$

$$\phi \times (1/3) \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0,75 \times 1/3 \times \sqrt{40} \times 400 \times 442,5$$

$$= 279861,57 \text{ N}$$

Karena  $V_u < \phi V_c$ , Maka tidak perlu tulangan geser  
(SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 13.5.6.1)

- **Kontrol Retak**

Bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 400 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh:

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c} A \dots\dots\dots (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ pasal } 12.6(4)25)$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dimana:

$f_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil  $0.6f_y = 0.6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$

$d_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan.

$$d_c = 40 + 1/2 \cdot 19 + 8 = 57,5 \text{ mm}$$

$A$  = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} ; \text{ dengan } n \text{ adalah jumlah batang}$$

$$A = \frac{2(40 + 8 + 1/2 \times 19) \times 400}{2} = 23000 \text{ mm}^2$$

$$z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \dots (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ pasal } 12.6(4)25)$$

$$= 240 \sqrt[3]{0.0575 \times 0,023} = 26,34 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m (ok)}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai  $z$ , dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh:

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \cdot \beta \cdot f_s \sqrt[3]{d_c A} \dots (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ pasal } 12.6(4)25)$$

$$12.6(4)25)$$

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times 0,8 \times 26,34 \times 10^3 = 0,23 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm (ok)}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari:

$$S = \frac{95000}{f_s} - 2,5 \cdot C_c \dots (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ pasal } 12.6(4)26)$$

$$S = \frac{95000}{240} - 2,5 \times 40 = 295,83 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Dan tidak boleh lebih dari } 300 \times \frac{252}{f_s} &= 300 \frac{252}{240} \\ &= 315 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan penulangan balok anak selanjutnya akan ditabelkan dibawah ini.

Tabel 5.4 Penulangan balok anak

No Tipe	Lx cm	Ly cm	Mu		$\rho$ min	$\rho$		As Perlu			As pakai			Tulangan						
			Lapangan	Tumpuan		Lapangan	Tumpuan	Lapangan atas mm <sup>2</sup>	Lapangan bawah mm <sup>2</sup>	Tumpuan atas mm <sup>2</sup>	Tumpuan bawah mm <sup>2</sup>	Lapangan atas mm <sup>2</sup>	Lapangan bawah mm <sup>2</sup>	Tumpuan atas mm <sup>2</sup>	Tumpuan bawah mm <sup>2</sup>					
1 ba-1	262,5	440	43006937,6	111508518,1	0,0085	0,0018248	0,004758	620	309,75	842	421,1	850,16	566,77	850	566,77	3019	3019	3019	2019	2019
2 ba-2	262,5	740	121645656	83631388,6	0,0085	0,0051952	0,00356	920	459,77	630	315,09	1133,5	566,77	850	566,77	4019	2019	3019	3019	2019
3 ba-3	262,5	523	45844322,1	53485042,4	0,0085	0,0019456	0,00271	344	172,19	402	201,01	850,16	566,77	850	566,77	3019	2019	3019	3019	2019
4 ba-4	262,5	975	206865369	142219941,3	0,0085	0,0089002	0,006085	1575	787,66	1077	538,48	1700,3	850,155	1700	850,155	6019	3019	3019	3019	3019
5 ba-5	262,5	403	31370679,6	31370679,6	0,0085	0,0013298	0,00133	235	117,69	235	117,69	850,16	566,77	850	566,77	3019	2019	3019	3019	2019

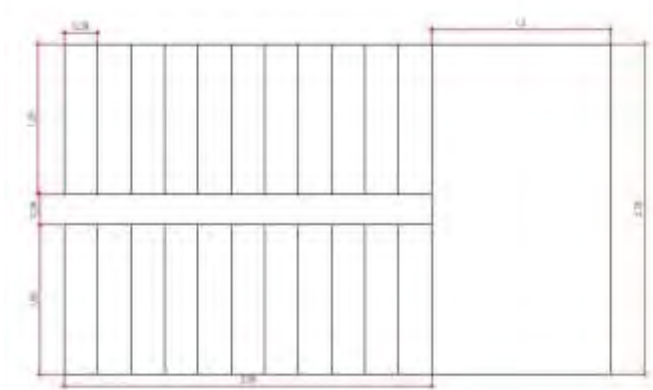
## 5.3 Desain Tangga

### 5.3.1 Data Perencanaan

Tangga adalah suatu struktur yang berfungsi sebagai penghubung antara lantai bawah dengan lantai atas dalam bangunan bertingkat.

Syarat perencanaan tangga:

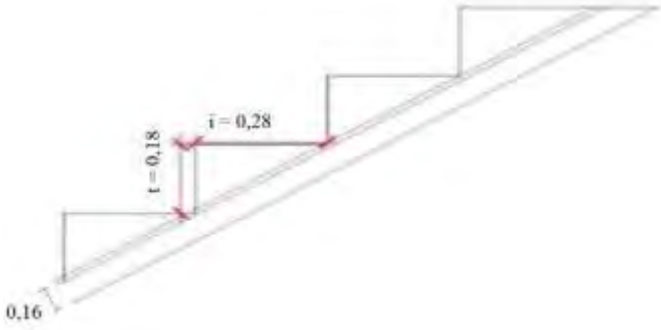
$$2.t + i < 60 \sim 68 \text{ cm} \rightarrow (2 \times t) + 28 = 64 \rightarrow t = 18 \text{ cm}$$



**Gambar 5.12** Skema tangga

- Lebar injakan (i) : 28 cm
  - Tanjakan (t) : 18 cm
  - Tebal Pelat Tangga : 12 cm
  - Tebal Pelat Bordes : 12 cm
  - Jumlah tanjakan tangga kebawah = keatas
- $$(n.t) = \frac{195}{18} = 10,83 \text{ buah} \approx 11 \text{ buah}$$
- Panjang Horizontal Tangga :  $28 \times 11 = 308 \text{ cm}$
  - Lebar Bordes :  $= 150 \text{ cm}$
  - Sudut Kemiringan :  $\text{Arc tg } (195/308) = 32,338^\circ$
  - Tebal pelat rata-rata

$$\begin{aligned} \text{Tebal rata-rata} &= \left(\frac{i}{2}\right) \times \sin \alpha \text{ (injakan dan tanjakan)} \\ &= \left(\frac{28}{2}\right) \times \sin 32,338 = 11,16 \text{ cm} \\ \text{Tebal rata – rata pelat tangga} &= 12 + 11,16 = 23,16 \text{ cm} \end{aligned}$$



**Gambar 5.13** detail tangga

### 5.3.2 Pembebanan Tangga

#### 5.3.2.1 Pembebanan Pelat Tangga

- Beban mati (DL) .....(PPIUG 1983 Tabel 2.1 hal 12)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= (0,2316 \times 2400) / \cos 32,338 \\ &= 920,76 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Spesi (2 cm)} &= 2 \times [21 \text{ kg/m}^2 \text{ (per cm tebal)}] \\ &= 42 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegel (1 cm)} &= 1 \times [24 \text{ kg/m}^2 \text{ (per cm tebal)}] \\ &= 24 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Pegangan} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tanjakan} = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 1057,8 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup ..... (PPIUG 1983 Tabel 3.1 hal 17)

$$\text{LL} = 300 \text{ kg/m}^2$$



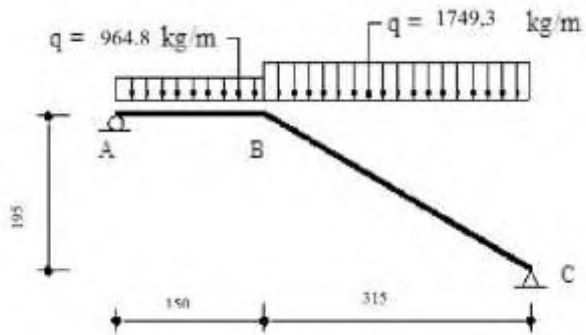
- Kombinasi ..... (SNI 03-2847-2002 Ps.11.2.(1))
 
$$\begin{aligned} q_u &= (1,2 \times DL) + (1,6 \times LL) \\ &= (1,2 \times 1057,8) + (1,6 \times 300) \\ &= 1749,3 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### 5.3.2.2 Pembebanan Pelat Bordes

- Beban Mati ..... (PPIUG 1983 Tabel 2.1 hal 12)
 
$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi (2 cm)} &= 2 \times [21 \text{ kg/m}^2 \text{ (per cm tebal)}] \\ &= 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tegel (1 cm)} &= 1 \times [24 \text{ kg/m}^2 \text{ (per cm tebal)}] \\ &= 24 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Pegangan} &= 50 \text{ kg/m}^2 \\ \text{DL} &= 404 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$
- Beban Hidup ..... (PPIUG 1983 Tabel 3.1 hal 17)
 
$$LL = 300 \text{ kg/m}^2$$
- Kombinasi ..... (SNI 03-2847-2002 Ps.11.2.(1))
 
$$\begin{aligned} q_u &= (1,2 \times DL) + (1,6 \times LL) \\ &= (1,2 \times 404) + (1,6 \times 300) \\ &= 964,8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

### 5.3.2.3 Analisa Struktur Tangga

Pada proses analisa struktur tangga ini, ditinjau 1 m lebar pelat tangga/bordes. Untuk perletakan tangga menggunakan sendi-rol, dimana pembebanan tangga dan perhitungan gaya-gayanya seperti dibawah ini:



**Gambar 5.14** Skema pembebanan struktur tangga

**Perhitungan Momen:**

- $\sum MC = 0$   
 $R_a \cdot 4,65 - 964,8(1,5)(3,15+0,75) - (0,5)(1749,3)(3,15+0,75) = 0$   
 $R_a = 3080,2 \text{ kg}$
- $\sum MA = 0$   
 $-R_c \cdot 4,65 + 1749,3 \cdot (3,15)(1,5+3,15/2) + 964,8 \cdot (0,5)(1,5^2) = 0$   
 $R_c = 3877,4 \text{ kg}$
- Cek:  
 $R_a + R_c = q_{u1} \cdot L + q_{u2} \cdot L$   
 $3080,2 + 3877,4 = 964,8(1,5) + 1749,3(3,15)$   
 $6957,5 = 6957,5 \dots\dots\dots \text{ok}$

$$\begin{aligned}
 Mx &= Rc \cdot x - \frac{1}{2} q \cdot x^2 \\
 &= 3877,4 \times x - \frac{1}{2} \times 1749,3 \times x^2
 \end{aligned}$$

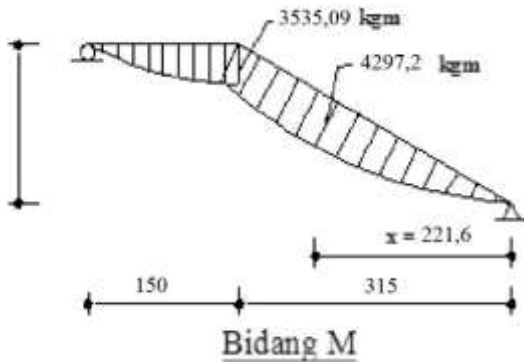
$$D_x = Mx^1$$

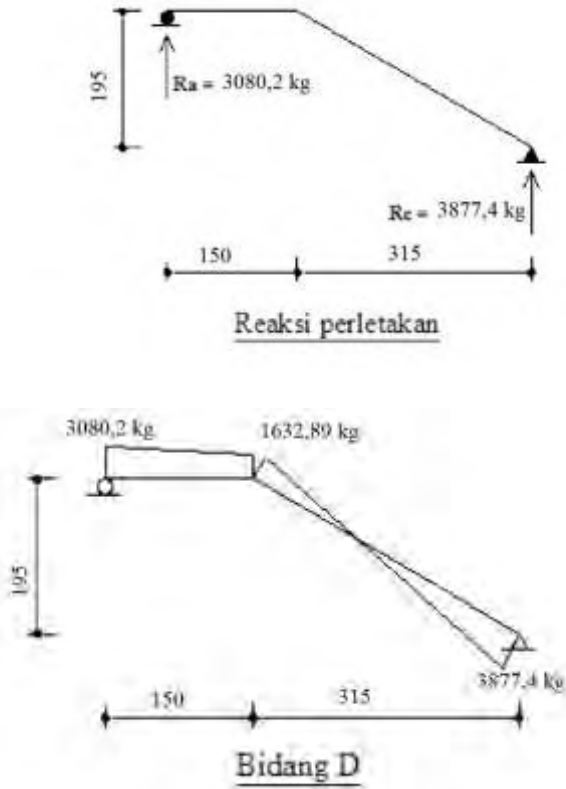
$$D_x = -3877,4 + 1749,3 \cdot x$$

$$x = 2,216 \text{ (Momen Maksimum)}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 3877,4 (2,216) - (1/2 \cdot 1749,3 \cdot (2,216^2)) \\
 &= 4297,2 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MB &= 3877,4 \cdot 3,15 - (1/2 \cdot 1749,3 \cdot (3,15^2)) \\
 &= 3535,09 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$





**Gambar 5.15** Gambar bidang N , D , M

### 5.3.2.4 Perhitungan Tulangan Tangga

#### a. Penulangan Pelat Tangga

Data Perencanaan:

- $f_c'$  : 40 MPa
- $f_y$  : 400 MPa
- $\phi$  tul : 16 mm

$$dx = 120 - 20 - (16/2) = 92 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 -$$

2002 Dilengkapi Penjelasan Ps.10.4.3)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 40 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,04335$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 -$$

2002 Dilengkapi Penjelasan Ps.12.3.3)

$$\rho_{max} = 0,75 \times 0,04335 = 0,0325$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 - 2002$$

Dilengkapi Penjelasan Ps.12.5.1)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

#### Arah X

$$Mu = 4297,08 \text{ kgm} = 42970828,8 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{42970828,8}{0,8 \times 1000 \times 92^2} = 6,35$$

$$\rho = \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6,35 \times 11,765}{400}} \right) = 0,0177$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d$$

$$= 0,0177 \times 1000 \times 92 = 1629,35 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur  $\text{Ø}16\text{-}100$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = 1808,64 \text{ mm}^2.$$

### **Arah Y**

Penulangan arah y di pasang tulangan sebesar:

(SNI 03-2847-2002 Ps. 9.12(2(1)))

As susut + suhu dimana  $f_y 400$  ;  $\rho = 0,0018$

$$A_{sp} = \rho b h = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 160 = 288 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur  $\text{Ø}10\text{-}250$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = 314,16 \text{ mm}^2 > 288 \text{ mm}^2$$

## **b. Penulangan Pelat Bordes**

Data Perencanaan:

- $f_c'$  : 40 MPa
- $f_y$  : 400 MPa
- $\phi$  tul : 16 mm
- $dx = 120 - 20 - (16/2) = 92 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847$$

– 2002 Dilengkapi Penjelasan Ps.10.4.3)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 40 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,04335$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 - 2002 \text{ Dilengkapi Penjelasan Ps.12.3.3})$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times 0,04335 = 0,0325$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \dots\dots\dots (\text{SNI } 03 - 2847 -$$

2002 Dilengkapi Penjelasan Ps.12.5.1)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

▪

**Arah X**

$Mu = 3896,684 \text{ kgm} = 3896684, \text{ Nmm}$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3896684,5}{0,8 \times 1000 \times 92^2} = 5,75$$

$$\rho = \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5,75 \times 11,765}{400}} \right)$$

$$= 0,0158 \rightarrow \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0,0158 \times 1000 \times 92 = 1459,87 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur **Ø16-100**

$$A_{S_{\text{pakai}}} = 1808,64 \text{ mm}^2 > 1459,87 \text{ mm}^2.$$

**Arah Y**

Penulangan arah y di pasang tulangan sebesar:

**(SNI 03-2847-2002 Ps. 9.12(2(1)))**

As susut + suhu dimana  $f_y 400$  ;  $\rho = 0,0018$

$$A_{Sp} = \rho b h = 0,0018 \cdot 1000 \cdot 160 = 288 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur **Ø10-250**

$$A_{S_{\text{pakai}}} = 314,16 \text{ mm}^2 > 288 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

**c. Penulangan Lentur Balok Bordes**

Dimensi balok bordes dipakai 40/50

**Pembebanan balok bordes**

Beban yang bekerja adalah beban mati

$$\text{Berat sendiri balok} = 0,2\text{m} \times 0,35\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 168 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 168 \text{ kg/m}$$

$$q_{\text{ultimate}} = 1,2 \times 168 \text{ kg/m}$$

$$= 201,6 \text{ kg/m}$$

Beban pelat bordes (gaya aksial)

$$= 2215,6 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 2585,2 \text{ kg/m} +$$

$$q_u \text{ total} = 2585,2 \text{ kg/m}$$

$$Mu = 1/10 \times q_u \times l^2 = 1/10 \times 2585,2 \times 2,76^2 = 1969,3 \text{ kgm}$$

Data-data perencanaan:

Direncanakan tulangan balok bordes D 16 mm

Direncanakan tulangan sengkang  $\phi$  8 mm

$$d = h - t.\text{selimut} - t.\text{sengkang} - \text{diameter}/2 \\ = 400 - 40 - 8 - (16/2) = 344 \text{ mm}$$

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

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 40}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,04335$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,04335 = 0,0325$$

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765$$

$$M_u = 1969,3 \text{ kgm} = 19693000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0.8 \times b \times d^2} = \frac{1969,3}{0.8 \times 200 \times 344^2} = 0,000104 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,000104}{400}} \right) = 0,00000255 <$$

$\rho_{\min}$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0,0035 \times 200 \times 344 = 240,8 \text{ mm}^2$$

Pasang **2 D16** ( $A_s = 402,12 \text{ mm}^2$ ).

**d. Penulangan Geser Balok Bordes**

$$V_u = \frac{1}{2} \times q \times l = \frac{1}{2} \times 2585,2 \times 2,76 = 3567,576 \text{ Kg} \\ = 35675,76 \text{ N}$$

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

$$d = 344 \text{ mm}$$

$$V_c = (1/6) \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= (1/6) \times \sqrt{40} \times 200 \times 344 = 72732,386 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 72732,386 = 43639,432 \text{ N}$$



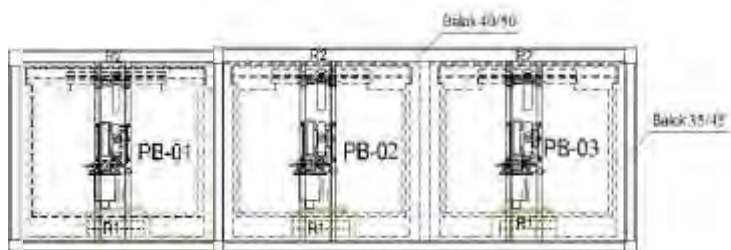
Karena  $V_u < \phi V_c$ , Maka tidak perlu tulangan geser (SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 13.5.6.1)

## 5.4 Perhitungan Balok Lift

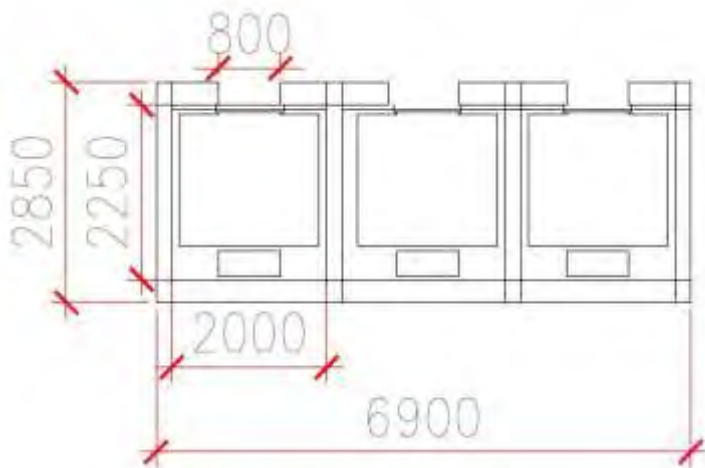
### 5.4.1 Data Perencanaan (Passenger Elevators)

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift, yang terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data sebagai berikut :

Tipe lift	: Passenger
Merk	: Hyundai
Kapasitas	: 10 orang (700 kg)
Kecepatan	: 1,75 m/sec
Lebar pintu	: 800 mm
Dimensi sangkar (car size)	
Outside	: 1360 x 1455 mm <sup>2</sup>
Inside	: 1300 x 1300 mm <sup>2</sup>
Dimensi ruang luncur	: 2050 x 1850 mm <sup>2</sup>
Dimensi ruang mesin	: 2050 x 1850 mm <sup>2</sup>
Beban reaksi ruang mesin:	
- $R_1 = 4500$ kg	(berat mesin penggerak lift + beban kereta + perlengkapan)
- $R_2 = 2300$ kg	(berat bandul pemberat + perlengkapan)



**Gambar 5.16** Ruang mesin lift



**Gambar 5.17** Denah sangkar lift

Perencanaan dimensi balok sangkar lift :

1. Balok sangkar :

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 225 = 14,0625 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = 0,6 \times h = 0,6 \times 45 = 27 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi balok 35/45 cm

2. Balok penumpu :

$$h = \frac{1}{16} \times l = \frac{1}{16} \times 690 = 43,125 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

$$b = 0,6 \times h = 0,6 \times 50 = 30 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi balok 40/50 cm

## 5.4.2 Perhitungan Balok Pemisah Sangkar (35/45)

### 5.4.2.1 Pembebanan Balok

Tebal pelat = 16 cm

- Beban mati pelat ( $q$ ) =  $0,16 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup pelat ruang mesin ( $q$ ) =  $400 \text{ kg/m}^2$

Berat Mati Merata :

- Berat Sendiri  
=  $0,35 \times 0,45 \times 2400 \times 2,25 = 850,5 \text{ kg/m}$

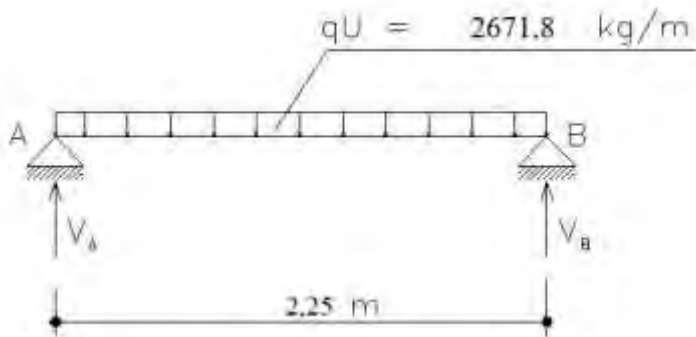
- Beban mati pelat  
=  $2 \times \frac{1}{3} \times q \times l_x = 2 \times \frac{1}{3} \times 384 \times (2,25) = \underline{576 \text{ kg/m}}$  +  
 $q_D = 1426,5 \text{ kg/m}$

Berat Hidup Merata :

- Beban hidup pelat  
=  $2 \times \frac{1}{3} \times q \times l_x = 2 \times \frac{1}{3} \times 400 \times (2,25) = \underline{600 \text{ kg/m}}$  +  
 $q_L = 600 \text{ kg/m}$

$$q_U = 1,4 q_D = 1,4 \times 1426,5 = 2000,1 \text{ kg/m};$$

$$q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L = (1,2 \times 1426,5) + (1,6 \times 600) = 2671,8 \text{ kg/m (menentukan)}$$



**Gambar 5.18** Beban merata balok pemisah sangkar

#### 5.4.2.2 Perhitungan Momen Balok

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 ps. 10.3.3.5:

$$M_{\text{tump}} = 1/11 \times 2671,8 \times 2,25^2 = 1229,635 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{lap}} = 1/16 \times 2671,8 \times 2,25^2 = 845,374 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1/2 \times 2671,8 \times 2,25 = 3005,775 \text{ kg}$$

#### 5.4.2.3 Perhitungan Tulangan Lentur

- $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Diameter tulangan utama = D16
- Diameter tulangan sengkang = Ø10
- $d = 450 - 40 - 10 - (16/2) = 392 \text{ mm}$
- $b = 350 \text{ mm}$

$\rho_{\text{min}}$  menurut SNI-03-2847-2002 Ps. 12.5.1 :

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

$$\rho_{\text{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,0039 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \text{ (SNI-03-2847-2002 Ps.10.4.3)}$$

$$= \frac{0,85 \times 40 \times 0,85}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,04335$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \times 0,04335 = 0,0325$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

$$M_{u\ tump} = M_{u\ lap} = 1229,635 \text{ kg.m} = 12296352,27 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1229635,27}{0,8 \times 350 \times 394^2} = 0,286$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 0,286}{400}} \right)$$

$$= 0,00059$$

$$\rho < \rho_{min} = 0,0035, \text{ maka dipakai } \rho_{min} = 0,0035$$

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

$$= 0,0035 \times 350 \times 392$$

$$= 480,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tarik **3 D16**

$$A_{sada} = 602,88 \text{ mm}^2 > A_{sperlu} = 480,2 \text{ mm}^2 \text{ ...ok}$$

ratio tulangan tekan  $\rho' = 0,0035$

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

$$= 0,0035 \times 350 \times 392$$

$$= 480,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan **3 D16**

$$A_{Sada} = 602,88 \text{ mm}^2 > A_{Sperlu} = 480,2 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

#### 5.4.2.4 Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 3005,775 \text{ kg} = 30057,75 \text{ N}$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$d = 450 - 40 - 10 - (16/2) = 392 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 350 \times 392$$

$$= 1475139,283 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1475139,283 \text{ N} = 1106354,462 \text{ N}$$

Karena  $V_u = 30057,75 \text{ N} < \phi V_c = 1106354,46 \text{ N}$ , Maka tidak perlu tulangan geser (SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 13.5.6.1).

### 5.4.3 Perhitungan Balok Penumpu Depan (40/50)

#### 5.4.3.1 Pembebanan Balok

- Beban mati pelat (q) =  $0,16 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}^2$

- Beban hidup pelat ruang mesin (q) =  $400 \text{ kg/m}^2$

Berat Mati Merata :

- Berat Sendiri

$$= 0,40 \times 0,50 \times 2400 \times 6,9 = 3312 \text{ kg/m}$$

- Beban mati pelat

$$= \frac{1}{2} \times q \times lx \left( 1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2} \right) = \frac{1}{2} \times 384 \times 2,25x \left( 1 - \frac{2,25^2}{3 \times 6,9^2} \right)$$

$$= 416,688 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 3728,688 \text{ kg/m}$$

Berat Hidup Merata :

- Beban hidup pelat

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times q \times lx \left( 1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2} \right) = \frac{1}{2} \times 400 \times 2,25x \left( 1 - \frac{2,25^2}{3 \times 6,9^2} \right) \\
 &= 434,05 \text{ kg/m} \\
 q_L &= 434,05 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban ultimate :

$$q_U = 1,4 \times q_D = 1,4 \times 3728,688 = 5220,163 \text{ kg/m (menentukan)}$$

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L = (1,2 \times 3728,688) + (1,6 \times 434,05) \\
 &= 5168,905 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Berat Hidup Terpusat :

Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pada pasal 4.10 halaman 18 PPIUG 1983

(Peraturan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa, semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan yang tertera pada daftar pustaka 4-1 dan 4-2, atau spesifikasi teknik dari pembuat. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan kemudian dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sbb :

$$\begin{aligned}
 \psi &= (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,15 \\
 &= (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \geq 1,15 \\
 &= 1,78 \geq 1,15
 \end{aligned}$$

Dimana :

$\psi$  = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

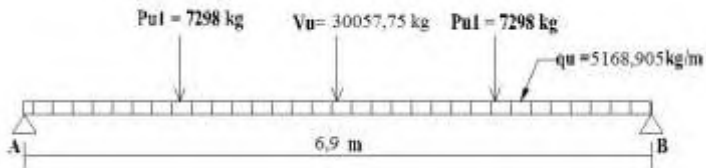
$V$  = Kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/dt

$k_1$  = Koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6

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

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P_{U1} = R1 \times \psi = 4100 \times 1,78 = 7298 \text{ kg}$$



**Gambar 5.19** Beban merata balok penumpu depan

#### 5.4.3.2 Perhitungan Momen Balok

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \times 6,90 - 5168,905 \times 6,9 \times 3,45 - 7298 \times 5,175 - 3005,775 \times 3,45 - 7298 \times 1,725 = 0$$

$$R_A = 26810,45 \text{ kg}$$

$$\sum D = 0$$

$$26810,45 - 7298 \times 2 - 5168,905 \times 6,9 - 3005,775 + R_B = 0$$

$$R_B = 26810,45 \text{ kg}$$

Karena beban simetris, maka letak momen maksimum pada

$$x = 3,45 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (26810,45 \times 3,45) - \left(\frac{1}{2} \times 5168,905 \times 3,45^2\right) - (7298 \times 1,725)$$

$$= 48840,507 \text{ kg.m}$$

Berdasarkan PBI 1971 pasal 13.2 didapat :

$$M_{\text{tump}} = 1/3 \times M_o = 1/3 \times 48840,507 \text{ kg.m} = 16280,169 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{lap}} = 4/5 \times M_o = 4/5 \times 48840,507 \text{ kg.m} = 39072,405 \text{ kg.m}$$



### 5.4.3.3 Perhitungan Tulangan Lentur

- $f'_c = 40$  MPa
- $f_y = 400$  MPa
- Diameter tulangan utama = D22 mm
- Diameter tulangan sengkang = Ø8 mm
- $d = 500 - 40 - 8 - (22/2) = 441$  mm
- $b = 400$  mm

pmin menurut SNI-03-2847-2002 Ps. 12.5.1 :

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,0039 \text{ (menentukan)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{bal} &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 40 \times 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\ &= 0,04335 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{balance} \\ &= 0,75 \times 0,04335 = 0,0325 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

- **Penulangan Daerah Tumpuan**

$$M_u = 16280,169 \text{ kg.m} = 162801690 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{162801690}{0,8 \times 400 \times 441^2} = 2,64$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 2,64}{400}} \right)$$

$$= 0,006878$$

$\rho > \rho_{\min} = 0,0035$ , maka dipakai  $\rho = 0,006878$

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

$$= 0,006878 \times 400 \times 441$$

$$= 1213,279 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tarik tumpuan **4 D22**

$$A_{s\text{ada}} = 1519,76 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 1213,279 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

ratio tulangan tekan  $\rho' = 0,006878 \times 0,5 = 0,0034$

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

$$= 0,0034 \times 400 \times 441$$

$$= 603,8884 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan tumpuan **2 D22**

$$A_s'_{\text{ada}} = 759,88 \text{ mm}^2 > A_s'_{\text{perlu}} = 603,8884 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

#### • Penulangan Daerah Lapangan

$$M_u = 39072,405 \text{ kg.m} = 390724050 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{390724050}{0,8 \times 400 \times 439^2} = 6,335$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 6,3}{400}} \right)$$

$$= 0,017$$

$\rho_{\min} = 0,0035 < \rho > \rho_{\max} = 0,0244$ , maka dipakai  $\rho = 0,017$

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

$$= 0,017 \times 400 \times 441$$

$$= 2998,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tarik lapangan **9 D22**

$$A_{sada} = 3419,46 \text{ mm}^2 > A_{sperlu} = 2998,8 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

ratio tulangan tekan  $\rho' = 0,017 \times 0,5 = 0,0085$

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

$$= 0,0085 \times 400 \times 441$$

$$= 1499,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan lapangan **4 D22**

$$A_s'_{ada} = 1519,76 \text{ mm}^2 > A_s'_{perlu} = 1499,4 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

#### 5.4.3.4 Perhitungan Tulangan Geser

Untuk daerah tumpuan :

$$V_u = 26810,45 \text{ kg} = 268104,5 \text{ N}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 40 - 8 - (22/2) = 441 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 400 \times 441$$

$$= 185098,65 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 185098,65 \text{ N} = 138823,989 \text{ N}$$

Karena :

$$\phi V_c < V_u$$

Maka perlu tulangan geser (SNI 03-2847-2002 Ps. 13.5.6.1)

$$\phi V_{sperlu} = V_u - \phi V_c = 268104,5 - 138823,989 = 129280,511 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \phi 8 = 100,48 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\phi A_v \times f_y \times d}{\phi V_s} = \frac{0,75 \times 100,48 \times 400 \times 441}{83005,85} = 159,4 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : } S \leq d/2 = 441/2 = 220,5$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser **Ø8 - 150**

Untuk daerah lapangan :

$$V_{uLap} = \frac{V_u \times (0,5L_n - 0,25L_n)}{0,5L_n} = \frac{268104,5 \times 0,25 \times 6,90}{0,5 \times 6,90}$$

$$= 134052,5 \text{ N}$$

Karena  $\phi V_c > V_u$

Maka tidak perlu tulangan geser untuk daerah lapangan (SNI 03-2847-2002 Ps. 13.5.6.1)

#### 5.4.4 Perhitungan Balok Penumpu Belakang (40/50)

##### 5.4.4.1 Pembebanan Balok

- Beban mati pelat ( $q$ ) =  $0,16 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}^2$

- Beban hidup pelat ruang mesin ( $q$ ) =  $400 \text{ kg/m}^2$

Berat Mati Merata :

- Berat Sendiri

$$= 0,40 \times 0,50 \times 2400 \times 6,9 = 3312 \text{ kg/m}$$

- Beban mati pelat

$$= \frac{1}{2} \times q \times lx \left( 1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2} \right) = \frac{1}{2} \times 384 \times 2,25x \left( 1 - \frac{2,25^2}{3 \times 6,9^2} \right)$$

$$= 416,688 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 3728,688 \text{ kg/m}$$

Berat Hidup Merata :

- Beban hidup pelat

$$= \frac{1}{2} \times q \times lx \left( 1 - \frac{lx^2}{3 \times ly^2} \right) = \frac{1}{2} \times 400 \times 2,25x \left( 1 - \frac{2,25^2}{3 \times 6,9^2} \right)$$

$$= 434,05 \text{ kg/m}$$

$$q_L = 434,05 \text{ kg/m}$$

Beban ultimate :

$$q_U = 1,4 \times q_D = 1,4 \times 3728,688 = 5220,163 \text{ kg/m (menentukan)}$$

$$q_U = 1,2 q_D + 1,6 q_L = (1,2 \times 3728,688) + (1,6 \times 434,05) \\ = 5168,905 \text{ kg/m}$$

Berat Hidup Terpusat :

Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pada pasal 4.10 halaman 18 PPIUG 1983

(Peraturan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa, semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan yang tertera pada daftar pustaka 4-1 dan 4-2, atau spesifikasi teknik dari pembuat. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dan kemudian dikalikan dengan suatu koefisien yang ditentukan menurut rumus sbb :

$$\psi = (1 + k_1 \times k_2 \times V) \geq 1,15 \\ = (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \geq 1,15 \\ = 1,78 \geq 1,15$$

Dimana :

$\psi$  = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

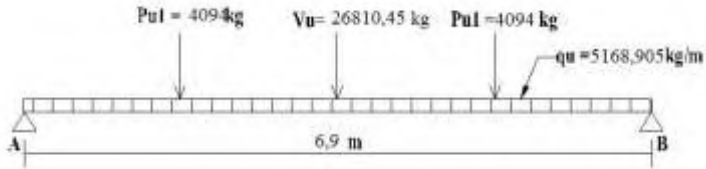
$V$  = Kecepatan angkat maksimum dalam m/dt pada pengangkatan muatan maksimum dalam keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/dt

$k_1$  = Koefisien yang tergantung pada kekuatan struktur keran induk, untuk keran induk dengan struktur rangka pada umumnya diambil sebesar 0,6

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

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P_{U1} = R_2 \times \psi = 2300 \times 1,78 = 4094 \text{ kg}$$



**Gambar 5.20** Beban merata balok penumpu belakang

#### 5.4.4.2 Perhitungan Momen Balok

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \times 6,90 - 5220,163 \times 6,9 \times 3,45 - 4094 \times 5,175 - 3005,775 \times 3,45 - 4094 \times 1,725 = 0$$

$$R_A = 23606,45 \text{ kg}$$

$$\sum D = 0$$

$$23606,45 - 4094 \times 2 - 5220,163 \times 6,9 - 3005,775 + R_B = 0$$

$$R_B = 23606,45 \text{ kg}$$

Karena beban simetris, maka letak momen maksimum pada

$$x = 3,45 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (23606,45 \times 3,45) - \left(\frac{1}{2} \times 5220,163 \times 3,45^2\right) - (4094 \times 1,725)$$

$$= 43313,61 \text{ kg.m}$$

Berdasarkan PBI 1971 pasal 13.2 didapat :

$$M_{\text{tump}} = 1/3 \times M_o = 1/3 \times 43313,61 \text{ kg.m} = 14437,87 \text{ kg.m}$$

$$M_{\text{lapp}} = 4/5 \times M_o = 4/5 \times 43313,61 \text{ kg.m} = 34650,88 \text{ kg.m}$$

#### 5.4.4.3 Perhitungan Tulangan Lentur

- $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Diameter tulangan utama = D22 mm
- Diameter tulangan sengkang = Ø8 mm

- $d = 500 - 40 - 8 - (22/2) = 441 \text{ mm}$
- $b = 400 \text{ mm}$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,0039 \text{ (menentukan)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{bal} &= \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 40 \times 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} \\ &= 0,04335 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{balance} \\ &= 0,75 \times 0,04335 = 0,0325 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765$$

• **Penulangan Daerah Tumpuan**

$$M_u = 14437,87 \text{ kg.m} = 144378700 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{144378700}{0,8 \times 400 \times 441^2} = 2,32$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 2,32}{400}} \right) \\ &= 0,00601 \end{aligned}$$

$\rho > \rho_{\min} = 0,0035$ , maka dipakai  $\rho = 0,00601$

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

$$= 0,00601 \times 400 \times 441$$

$$= 1060,63 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tarik tumpuan **3 D22**

$$A_{sada} = 1139,82 \text{ mm}^2 > A_{sperlu} = 1060,63 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

ratio tulangan tekan  $\rho' = 0,00601 \times 0,5 = 0,003$

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

$$= 0,003 \times 400 \times 441$$

$$= 530,082 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan tumpuan **2 D22**

$$A_s'_{ada} = 759,88 \text{ mm}^2 > A_s'_{perlu} = 530,082 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

- **Penulangan Daerah Lapangan**

$$M_u = 34650,88 \text{ kg.m} = 346508800 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{346508800}{0,8 \times 400 \times 441^2} = 5,567$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,765} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 5,567}{400}} \right)$$

$$= 0,015$$

$\rho_{\min} = 0,0035 < \rho > \rho_{\max} = 0,0244$ , maka dipakai  $\rho = 0,015$

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

$$= 0,015 \times 400 \times 441$$

$$= 2697,74 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tarik lapangan **8 D22**

$$A_{sada} = 3039,52 \text{ mm}^2 > A_{sperlu} = 2697,74 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

ratio tulangan tekan  $\rho' = 0,015 \times 0,5 = 0,0075$

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

$$= 0,0075 \times 400 \times 441$$



$$= 1323 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan tekan lapangan **4 D22**

$$A_s'_{ada} = 1519,76 \text{ mm}^2 > A_s'_{perlu} = 1323 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

#### 5.4.4.4 Perhitungan Tulangan Geser

Untuk daerah tumpuan :

$$V_u = 23606,45 \text{ kg} = 236064,5 \text{ N}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 40 - 8 - (22/2) = 441 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 400 \times 441$$

$$= 185941,93 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 185941,93 \text{ N} = 139456,445 \text{ N}$$

Karena :

$$\phi V_c < V_u$$

Maka perlu tulangan geser (SNI 03-2847-2002 Ps. 13.5.6.1)

$$\phi V_{s\text{perlu}} = V_u - \phi V_c = 236064,5 - 139456,445 = 96608,05 \text{ N}$$

$$A_v = 2\phi 8 = 100,48 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\phi \cdot A_v \times f_y \times d}{\phi \cdot V_s} = \frac{0,75 \times 100,48 \times 400 \times 439}{96608,05} = 136,978 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : } S \leq d/2 = 441/2 = 220,5$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser **Ø8 - 100**

Untuk daerah lapangan :

$$V_{uLap} = \frac{V_u \times (0,5 \cdot L_n - 0,25 \cdot L_n)}{0,5 \cdot L_n} = \frac{236064,5 \times 0,25 \times 6,90}{0,5 \times 6,90}$$

$$= 118032,25 \text{ N}$$

Karena  $\phi V_c > V_u$

Maka tidak perlu tulangan geser untuk daerah lapangan (SNI 03-2847-2002 Ps. 13.5.6.1)

## **BAB VI**

### **PEMBEBANAN DAN ANALISA GAYA GEMPA**

#### **6.1 Umum**

Dalam merencanakan suatu gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun terhadap beban gempa, hal ini dimaksudkan agar apabila gedung tersebut terkena beban gempa yang sesungguhnya akan sudah terantisipasi. Pembebanan searah gravitasi mengacu pada ketentuan *RSNI-1727-1989* sedangkan untuk beban gempa rencana yang digunakan mengacu pada peraturan *SNI 1726-2012* yang di dalamnya sudah terdapat ketentuan-ketentuan dan syarat-syarat dalam perhitungan beban gempa rencana.

#### **6.2 Permodelan Struktur**

Dalam melakukan analisa beban gempa diperlukan adanya suatu permodelan struktur terhadap gedung yang akan direncanakan. Gedung dimodelkan sebagai bangunan setinggi 30 tingkat sehingga tinggi total gedung adalah 117 m.

#### **6.3 Tahapan Analisis**

##### **6.3.1 Gempa Rencana**

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

##### **6.3.2 Kategori Resiko Bangunan (KRB)**

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung harus sesuai dengan *SNI 1726 2012 tabel 1*. Pengaruh Gempa Rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan I menurut *tabel 2 SNI 1726 2012*.

Pada perencanaan ini gedung difungsikan sebagai fasilitas perkantoran yang dikondisikan mampu dalam menahan gempa

tinggi, sehingga untuk perencanaan ini gedung tersebut masuk kedalam kategori resiko bangunan II.

### 6.3.3 Faktor Keutamaan

Untuk kategori resiko II didapatkan Faktor Keutamaan I menurut Tabel 4.1-2 *SNI 1726-2012* yaitu 1,0

### 6.4 Analisa Kelas Situs

Tiap situs yang ditetapkan harus sesuai dengan *SNI 1726-2012 tabel 3*. Berdasarkan data tanah yang terlampir menunjukkan bahwa tanah tersebut diklasifikasikan ke dalam kelas **situs SE** (Tanah lunak).

### 6.5 Kombinasi Beban Berfaktor

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3.  $1,2D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
4.  $1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
5.  $1,2D + 1,0E + L$
6.  $0,9D + 1,0W$
7.  $0,9D + 1,0E$

*Pengecualian:* Faktor beban untuk  $L$  pada kombinasi 3, 4, dan 5 boleh diambil sama dengan 0,5 kecuali untuk ruangan garasi, ruangan pertemuan dan semua ruangan yang nilai beban hidupnya lebih besar daripada  $500 \text{ kg/m}^2$ .

## **6.6 Perhitungan Berat Efektif**

### **6.6.1 Data Perencanaan**

Data-data perancangan gedung yang digunakan sebagai berikut:

- Mutu beton ( $f^c$ ) : 50 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) : 400 MPa
- Tinggi tipikal lantai 1-30 : 3,9 m
- Dimensi kolom : 150x150 cm
- Dimensi induk : 100/150 cm
- Kelas situs tanah : SE (tanah lunak)
- Kategori Resiko : II
- faktor keutamaan : 1,0

### **6.6.2 Perhitungan Berat Struktur**

Sebelum melakukan analisa terhadap beban gempa diperlukan data berat total keseluruhan bangunan ( $W_t$ ) sebagai berikut :

**Tingkat 1-15**  
**Beban Mati :**

1 Kolom	=	1,5 m	x	1,5 m	x	3,9 m	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	10	=	210600 kg		
		1,1 m	x	2 m	x	3,9	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	2	=	41184 kg		
2 Balok	=	2 m	x	1,1 m	x	3,9	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	1	=	20592 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	12,5	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	6	=	270000 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	3,125	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	4	=	45000 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	6,25	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	2	=	45000 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	5	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	1	=	18000 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	8	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	3	=	86400 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	11,5	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	2	=	82800 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	10,25	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	3	=	110700 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	9,05	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	2	=	65160 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	5	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	3	=	7200 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	8	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	6	=	23040 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	5,75	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	6	=	16560 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	10,25	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	6	=	29520 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	4,525	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	10	=	21720 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	3,125	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	12	=	18000 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	2,2	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	10	=	79200 kg		
		1 m	x	1,5 m	x	3,2	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	2	=	23040 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	3,2	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	2	=	3072 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	2,2	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	4	=	4224 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	10,55	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	1	=	5064 kg		
		0,4 m	x	0,5 m	x	9	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	1	=	4320 kg		
0,35 m	x	0,45 m	x	2,2	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	2	=	1663,2 kg				
3 Pelat lantai		5 m	x	3,125 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	4	=	24000 kg		
		2,2 m	x	3,125 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	1	=	2640 kg		
		8 m	x	3,125 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	8	=	76800 kg		
		8 m	x	2,2 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	3	=	20275,2 kg		
		5,75 m	x	3,125 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	8	=	55200 kg		
		5,75 m	x	2,2 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	4	=	19430,4 kg		
		10,25 m	x	3,125 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	8	=	98400 kg		
		10,25 m	x	2,2 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	3	=	25977,6 kg		
		2,2 m	x	3,125 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	2	=	5280 kg		
		3,125 m	x	4,5 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	14	=	75600 kg		
		3,125 m	x	3,2 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	4	=	15360 kg		
		3,3 m	x	4,3 m	x	0,16	2400 kg/m <sup>2</sup>	x	1	=	5448,96 kg		
		4 Shear Wall		0,6 m	x	13 m	x	3,9	2400 kg/m <sup>2</sup>		1	=	73008 kg
				0,6 m	x	12,5 m	x	3,9	2400 kg/m <sup>2</sup>		1	=	70200 kg
				0,6 m	x	10,25 m	x	3,9	2400 kg/m <sup>2</sup>		1	=	57564 kg
0,6 m	x			6,25 m	x	3,9	2400 kg/m <sup>2</sup>		2	=	70200 kg		
0,6 m	x			12,25 m	x	3,9	2400 kg/m <sup>2</sup>		1	=	68796 kg		
5 dinding 1/2 bata		1 m	x	100 m	x	3,9	250 kg/m <sup>2</sup>		1	=	97500 kg		
6 Penggantug		65,2 m	x	16,3 m	x	1	7 kg/m <sup>2</sup>		1	=	7439,32 kg		
7 Plumbing		12,5 m	x	14,8 m	x	1	7 kg/m <sup>2</sup>		1	=	1295 kg		
		65,2 m	x	16,3 m	x	1	10 kg/m <sup>2</sup>		1	=	10627,6 kg		
8 Ducting AC		12,5 m	x	14,8 m	x	1	10 kg/m <sup>2</sup>		1	=	1850 kg		
		65,2 m	x	16,3 m	x	1	20 kg/m <sup>2</sup>		1	=	21255,2 kg		
9 Plafond		12,5 m	x	14,8 m	x	1	20 kg/m <sup>2</sup>		1	=	3700 kg		
		65,2 m	x	16,3 m	x	1	11 kg/m <sup>2</sup>		1	=	11690,36 kg		
10 ME		12,5 m	x	14,8 m	x	1	11 kg/m <sup>2</sup>		1	=	2035 kg		
		65,2 m	x	16,3 m	x	1	8 kg/m <sup>2</sup>		1	=	8502,08 kg		
11 Spesi		12,5 m	x	14,8 m	x	1	8 kg/m <sup>2</sup>		1	=	1480 kg		
		65,2 m	x	16,3 m	x	1	21 kg/m <sup>2</sup>		1	=	22317,96 kg		
12 Tegel keramik		12,5 m	x	14,8 m	x	1	21 kg/m <sup>2</sup>		1	=	3885 kg		
		65,2 m	x	16,3 m	x	1	24 kg/m <sup>2</sup>		1	=	25506,24 kg		
13 Partisi		12,5 m	x	14,8 m	x	1	24 kg/m <sup>2</sup>		1	=	4440 kg		
		65,2 m	x	16,3 m	x	1	100 kg/m <sup>2</sup>		1	=	106276 kg		
		12,5 m	x	14,8 m	x	1	100 kg/m <sup>2</sup>		1	=	18500 kg		
<b>TOTAL per lantai=</b>										<b>2344539,12 kg</b>			



Koefisien reduksi beban hidup pada apartemen untuk komponen struktur yang menumpu dua lantai atau lebih terhadap peninjauan gempa (**RSNI 03-1727-1989**) = 20%.

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup pada lantai dan atap} \\ &= 0,8 \times 250 \times 65,2 \times 16,3 = 212552 \text{ kg} \\ &= 0,8 \times 250 \times 12,5 \times 14,8 = 37000 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka besarnya beban vertikal yang bekerja di masing-masing tingkat dapat dilihat pada **tabel 6.1**.



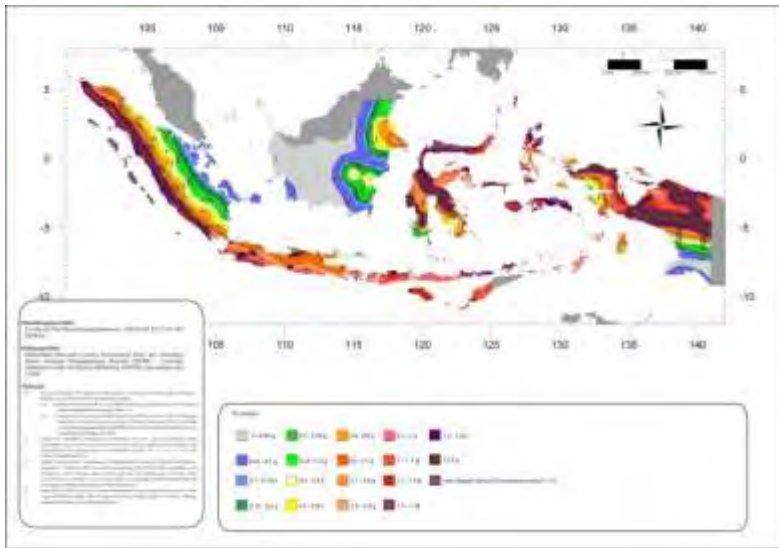
**Tabel 6.1** Beban vertikal yang bekerja di masing-masing tingkat

Tingkat	Beban mati (kg)	Beban Hidup (kg)	Total (kg)
30	2285945,52	249552	2535497,52
29	2285945,52	249552	2535497,52
28	2285945,52	249552	2535497,52
27	2285945,52	249552	2535497,52
26	2285945,52	249552	2535497,52
25	2285945,52	249552	2535497,52
24	2285945,52	249552	2535497,52
23	2285945,52	249552	2535497,52
22	2285945,52	249552	2535497,52
21	2285945,52	249552	2535497,52
20	2285945,52	249552	2535497,52
19	2285945,52	249552	2535497,52
18	2285945,52	249552	2535497,52
17	2285945,52	249552	2535497,52
16	2285945,52	249552	2535497,52
15	2344539,12	249552	2594091,12
14	2344539,12	249552	2594091,12
13	2344539,12	249552	2594091,12
12	2344539,12	249552	2594091,12
11	2344539,12	249552	2594091,12
10	2344539,12	249552	2594091,12
9	2344539,12	249552	2594091,12
8	2344539,12	249552	2594091,12
7	2344539,12	249552	2594091,12
6	2344539,12	249552	2594091,12
5	2344539,12	249552	2594091,12
4	2344539,12	249552	2594091,12
3	2344539,12	249552	2594091,12
2	2344539,12	249552	2594091,12
1	2344539,12	249552	2594091,12
		TOTAL =	76943829,6

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan SNI 1726-2012. Perhitungan gaya gempa dasar ini dipergunakan untuk menganalisa gempa yang dihasilkan pada analisa dinamis, dimana letak bangunan terletak di wilayah gempa padang dengan tinggi bangunan adalah 117 m. Proses perhitungannya dengan bantuan program ETABS, yang perlu dimasukan adalah grafik respon spektrum dari zone yang ada.

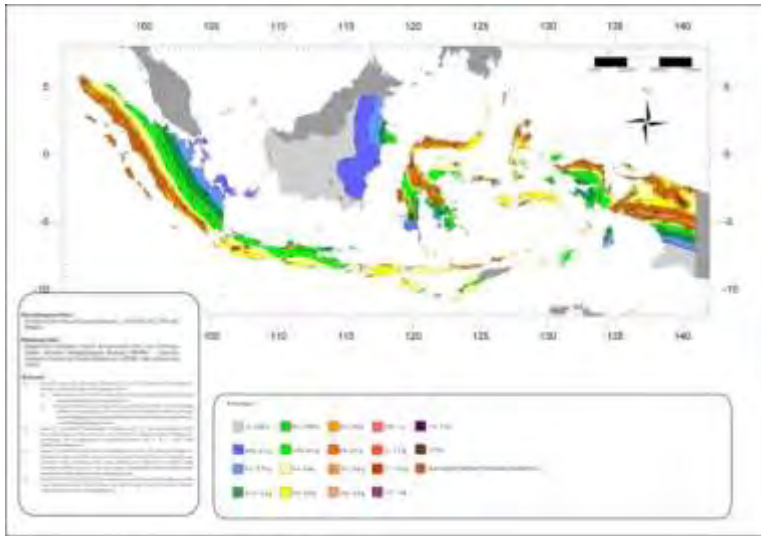
### 6.7 Percepatan Respon Spektrum (MCE)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 6.1 dan Gambar 6.2 :



**Gambar 6.1** Wilayah gempa Ss

Gempa Maksimum yang di pertimbangkan resiko tersesuaikan ( $MCE_R$ ). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs E. Dari gambar 6.1 untuk daerah Padang didapatkan nilai  $S_s = 0,80$  g.



**Gambar 6.2** Wilayah gempa  $S_1$

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan ( $MCE_R$ ) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g ( 5% redaman kritis), kelas situs E. Dari gambar 6.2 untuk wilayah Padang  $S_1 = 0,6$  g. Untuk nilai  $F_a$  (koefisien situs untuk periode 0,2 detik) dan  $F_v$  (koefisien situs untuk periode 1 detik) yang didapat dari Tabel 6.1 dan Tabel 6.2.

**Tabel 6.2** Koefisien situs  $F_a$

Tabel 4 Koefisien situs,  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_i$				
	$S_i \leq 0,25$	$S_i = 0,5$	$S_i = 0,75$	$S_i = 1,0$	$S_i \geq 1,25$
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	$SS^b$				

**Tabel 6.3** Koefisien situs FvTabel 5 Koefisien situs,  $F_v$ 

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE <sub>R</sub> 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>		

Dari data diatas diperoleh data-data sebagai berikut :

$$S_s = 0,8$$

$$S_1 = 0,6$$

$$F_a = 1,2 + \left( \frac{0,8 - 0,75}{1,0 - 0,75} (0,9 - 1,2) \right) = 1,14$$

$$F_v = 2,4$$

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (\text{SNI 1726-2012 Pers. 5}) \\ = 1,14 \times 0,80 = 0,912$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 1726-2012 Pers. 6}) \\ = 2,4 \times 0,6 = 1,44$$

#### • Parameter Percepatan Respons Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,912 = 0,608$$

(SNI 1726-2012 Pers. 7)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 1,44 = 0,96$$

(SNI 1726-2012 Pers. 8)

### 6.8 Periode Alami Fundamental

Periode struktur fundamental,  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode

fundamental,  $T$ , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung ( $C_u$ ) dari **Tabel 6.4** dikali perioda fundamental pendekatan,  $T_a$ .

$$T < C_u \times T_a \quad (\text{SNI 1726-2012 Pers. 7.8-2})$$

**Tabel 6.4** Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung (SNI 1726-2012 tabel 14)

**Tabel 14** Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

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

Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental,  $T$ , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan,  $T_a$ , yang dihitung sesuai dengan *SNI 1726-2012 pasal 7.8.2.1*.

### 6.8.1 Perioda Fundamental Pendekatan

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ), dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} h_n$$

(*SNI 1726-2012 pasal 7.8.2.1 persamaan 28*)

di mana :

$h_n$  adalah ketinggian struktur (dalam m) di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan  $C_w$  dihitung dari Persamaan berikut:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \left[ \frac{A_i}{1 + 0,83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2} \right]$$

(SNI 1726-2012 pasal 7.8.2.1 persamaan 29)

di mana

$A_B$  = luas dasar struktur, m<sup>2</sup>

$A_i$  = luas badan dinding geser “i” dalam m<sup>2</sup>

$D_i$  = panjang dinding geser “i” dalam m

$h_i$  = tinggi dinding geser “i” dalam m

$x$  = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau.

Jadi perhitungan untuk perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ) adalah:

Dengan data-data perencanaan sebagai berikut:

Diket:  $h_i$  = 117 m

$h_n$  = 117 m

$A_B$  = (65,2 x 16,3) + (12,5 x 14,8) = 1247,76 m<sup>2</sup>

$A_i$  = 0,8 x (12,5 + 13) = 20,4 m<sup>2</sup>

$D_i$  = 25,5 m

$X_i$  = 3

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \left[ \frac{A_i}{1 + 0,83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2} \right]$$

$$C_w = \frac{100}{(1247,76)} \times [2 \times \left( \frac{117}{117} \right)^2 \times \frac{20,4}{1 + 0,83 \left( \frac{117}{25,5} \right)^2}]$$

**$C_w = 0,265$**

$$T_a = \frac{0,0062}{\sqrt{C_w}} h_n = \frac{0,0062}{\sqrt{0,265}} \times 117 = 1,8225 \text{ detik}$$

Sehingga  $T$  yang nantinya didapat dari analisa komputer harus kurang dari  $C_u \times T_a$

$$T < 1,4 \times 1,8225 = 2,55 \text{ detik}$$

## 6.9 Periode Hasil Analisa Struktur

Analisa struktur dilakukan dengan menggunakan program ETABS v9.7.1 dengan menggunakan spectrum respon gempa IBC 2006 yang typical dengan spectrum respon *SNI-1726-2012*.

Dari hasil analisa struktur diperoleh periode alami fundamental gempa tertinggi sebesar  $T = 2,364$  detik. Periode tidak boleh melebihi  $C_u \times T_a$ , serta data simpangan tiap lantai yang tercantum pada Tabel 6.12.

$$T = 2,364 \text{ detik} < C_u \times T_a = 1,4 \times 1,8225 \text{ detik} \\ = 2,55 \text{ detik} \dots \text{ok}$$

**Maka dipakai  $T = 2,364$  detik**

## 6.10 Kategori Desain Gempa

Apabila  $S_I$  lebih kecil dari 0,75, kategori disain seismik diijinkan untuk ditentukan (*sesuai Tabel 6.5-1 SNI 1726-2012*)

**Tabel 6.5** Kategori disain gempa berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek (SNI 1726-2012 tabel 6.5-tabel 6)

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

Sehingga dari tabel 6.5 diperoleh kategori desain seismik tipe D.

### 6.11 Faktor Sistem Penahan Seismik

Sistem penahan-gaya seismik yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam **Tabel 6.6**

**Tabel 6.6** Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya seismik (SNI 1726-2012 tabel 7.2.2-9)

E.Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya geser yang ditetapkan								
1 Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	5	2%	5	TB	TB	10	TI	TI <sup>a</sup>
2 Dinding geser beton berulang khusus	5%	2%	5	TB	TB	40	30	30
3 Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2%	TB	4B	TI	TI	TI
4 Dinding geser batu bata bertulang menengah	3%	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5 Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5%	2%	4%	TB	TB	4B	30	TI
6 Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3%	2%	3	TB	TB	TI	TI	TI
7 Dinding geser baja dan betonkomposit biasa	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI
8 Dinding geser beton berulang biasa	5%	2%	4%	TB	TB	TI	TI	TI

Keterangan: TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diijinkan

Harga tabel faktor kuat-lebih( $\Omega_0$ ), diijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan *diafragma fleksibel*, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2,0 untuk segala struktur, kecuali untuk sistim kolom kantilever.

Dari tabel didapat data perencanaan untuk Disain Seismik E sebagai berikut :

# Koefisien modifikasi respon  $R = 5,5$

# Faktor kuat-lebih  $\Omega_0 = 2,5$

# Pembesaran defleksi  $C_d = 4,5$



## 6.12 Faktor Redundansi

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F,  $\rho$  harus sama dengan 1,3 sesuai *SNI 1726-2012 Pasal 7.3.4.2*

## 6.13 Gaya Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik,  $V$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 7.8-1})$$

di mana:

$C_s$  = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan *SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1*

$W$  = berat seismik efektif menurut *SNI 1726-2012 Pasal 7.7.2*.

### 6.13.1 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 7.8-1.1})$$

di mana:

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons disain dalam rentang perioda pendek seperti ditentukan dari *SNI 1726-2012 ps 6.3 atau 6.9*

$R$  = faktor modifikasi respons dalam *SNI 1726-2012 tabel 9*

$I_e$  = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan *SNI 1726-2012 ps 4.1.2*

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 7.8-1.1})$$

$C_s$  harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (\text{SNI 1726-2012 Persamaan 7.8-4})$$

di mana  $I$  dan  $R$  sebagaimana didefinisikan dalam SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1

Dari perhitungan di atas sudah didapat data perencanaan sebagai berikut :

$$S_{DS} = 0,608$$

$$S_{D1} = 0,96$$

$$I = 1$$

$$R = 5,5$$

$$T_a = 1,8225 \text{ detik}$$

$$S_1 = 0,6$$

$$W = 76943829,6 \text{ Kg}$$

Perhitungan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,68}{\left(\frac{5,5}{1,0}\right)} = 0,11$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T_a \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,96}{1,8225 \left(\frac{5,5}{1,0}\right)} = 0,095$$

$C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,608 \times 1,0 = \mathbf{0,026} \geq 0,01 \text{ ..OK}$$

didapat :

$$C_{spakai} = 0,095$$

Sehingga dapat dipakai untuk perhitungan :

$$V = C_s \times Wt$$

$$V = 0,095 \times 76943829,6 \text{ Kg} = 7369106,015 \text{ Kg}$$

$$0,85.V = 0,85 \times 7369106,015 \text{ Kg} = 6263740,113 \text{ Kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$  (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1).

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$  (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1).

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu Etabs didapatkan gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) sebagai berikut :

**Tabel 6.7** Hasil analisa respons base reaction Ex & Ey

Hasil analisa respons base reaction RSPX	
Vx (Kg) (Etabs)	3214143,25
Hasil analisa respons base reaction RSPY	
Vy (Kg) (Etabs)	3970109,19

$$V_{x_t} = 3214143,25 \text{ kg}$$

$$V_{y_t} = 3970109,19 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{x_t} > 0,85V$$

$$3214143,25 \text{ kg} < 6263740,113 \text{ kg} \dots \textit{tidak ok}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{y_t} > 0,85V$$

$$3970109,19 \text{ kg} < 6263740,113 \text{ kg} \dots \textit{tidak ok}$$

Dikarenakan gaya geser ragam arah x dan y masih kurang dari 85% gaya geser nominal statik ekuivalen, sehingga untuk memenuhi syarat SNI-1726-2012, Maka ordinat RSPX dan RSPY harus dikalikan 0,85(V/Vt) sesuai pasal 0,85x(V/Vt).

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala x} &= \frac{V}{V_t} \times 0,85 \\ &= \frac{7369106,015}{3214143,25} \times 0,85 = 1,948 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala y} &= \frac{V}{V_t} \times 0,85 \\ &= \frac{7369106,015}{3970109,19} \times 0,85 = 1,577 \end{aligned}$$

**Tabel 6.8** Hasil analisa respons base reaction Ex & Ey (2)

<b>Kontrol Gaya geser Ragam Setelah Di Faktor Skala</b>	
<b>Hasil analisa respons base reaction RSPX</b>	
Vx (Kg) (Etabs)	6264893,71
<b>Hasil analisa respons base reaction RSPY</b>	
Vy (Kg) (Etabs)	6288281,84

Maka untuk arah x,

$$V_{x_t} > 0,85V$$

$$6264893,71 \text{ kg} > 6263740,113 \text{ kg} \dots \textit{ok}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{y_t} > 0,85V$$

$$6288281,84 \text{ kg} > 6263740,113 \text{ kg} \dots \text{ok}$$

Ternyata hasil dari running tersebut sudah memenuhi persyaratan *SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1*. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running u tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

### 6.14 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral ( $F_x$ ) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx}V \text{ (SNI 1726-2012 Persamaan 7.8-10)} \text{ (7.8-10)}$$

Dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \text{ (SNI 1726-2012 Persamaan 7.8-11)}$$

di mana:

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal,

$V$  = gaya lateral disain total atau geser di dasar struktur (kN)

$w_i$  and  $w_x$  = bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang ditempatkan atau dikenakan pada Tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  and  $h_x$  = tinggi (m) dari dasar sampai Tingkat  $i$  atau  $x$

$k$  = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut:

untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang,  $k = 1$

untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih,  $k = 2$

untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 dan 2,5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Perhitungan:

$$T_c = 2,364 \text{ detik} \rightarrow k_{\text{interpolasi}} = 0,5 + \frac{(2,364 - 0,5)}{(2,5 - 0,5)} \times (2 - 1) = 1,432$$

**Tabel 6.9** Distribusi gaya vertikal gempa

LANTAI	hi (m)	Wi (kg)	Wi hi <sup>k</sup>	Cvx	Fx-y (Kg)
1	3,9	2535497,52	17801955,35	0,000597341	4401,867353
2	7,8	2535497,52	48033326,15	0,001611748	11877,1408
3	11,7	2535497,52	85843090,41	0,002880446	21226,31417
4	15,6	2535497,52	129603764,1	0,004348826	32046,96152
5	19,5	2535497,52	178399138,8	0,005986144	44112,53312
6	23,4	2535497,52	231622261,6	0,007772035	57272,9485
7	27,3	2535497,52	288833857,6	0,009691758	71419,58866
8	31,2	2535497,52	349697533,2	0,011734025	86469,274
9	35,1	2535497,52	413945323,8	0,013889846	102355,7453
10	39	2535497,52	481357460,6	0,016151845	119024,6605
11	42,9	2535497,52	551749607	0,018513839	136430,4389
12	46,8	2535497,52	624964360,4	0,020970544	154534,1599
13	50,7	2535497,52	700865347,4	0,023517385	173302,1026
14	54,6	2535497,52	779332978,6	0,026150349	192704,6961
15	58,5	2535497,52	860261308,5	0,028865882	212715,7436
16	62,4	2535497,52	943555656,5	0,031660806	233311,8334
17	66,3	2535497,52	1029130769	0,03453226	254471,8849
18	70,2	2535497,52	1116909371	0,037477652	276176,7907
19	74,1	2535497,52	1206821014	0,040494618	298409,1309
20	78	2535497,52	1298801140	0,043580991	321152,9422
21	81,9	2535497,52	1392790313	0,046734777	344393,5279
22	85,8	2535497,52	1488733586	0,049954133	368117,3019
23	89,7	2535497,52	1586579975	0,053237347	392311,6567
24	93,6	2535497,52	1686282005	0,056582827	416964,8536
25	97,5	2535497,52	1787795335	0,059989805	442065,9285
26	101,4	2535497,52	1891078433	0,063454727	467604,6115
27	105,3	2535497,52	1996092292	0,066978444	493571,2579
28	109,2	2535497,52	2102800193	0,070559005	519956,7878
29	113,1	2535497,52	2211167489	0,074195246	546752,6344
30	117	2535497,52	2321161423	0,077886069	573950,6975
<b>TOTAL</b>		76064925,6	29802010308	1	7369106,015

Nilai beban gempa harus dibebankan pada Pusat Massa Eksentrisitas Bangunan per lantai. Untuk mensimulasikan pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, beban gempa yang bernilai 100% di masing-masing lantai dimasukkan sesuai koordinatnya, kemudian 30% dari beban

tersebut dimasukkan pada arah tegak lurus beban yang bernilai 100% tersebut.

**Tabel 6.10** Pembagian distribusi gaya vertikal gempa

Lantai	hi (m)	Fx (Kg)	30%Fx (Kg)	Fxy(Kg)	30%Fy (Kg)
1	3,9	4401,867353	1320,560206	4401,867353	1320,560206
2	7,8	11877,1408	3563,142241	11877,1408	3563,142241
3	11,7	21226,31417	6367,894252	21226,31417	6367,894252
4	15,6	32046,96152	9614,088455	32046,96152	9614,088455
5	19,5	44112,53312	13233,75994	44112,53312	13233,75994
6	23,4	57272,9485	17181,88455	57272,9485	17181,88455
7	27,3	71419,58866	21425,8766	71419,58866	21425,8766
8	31,2	86469,274	25940,7822	86469,274	25940,7822
9	35,1	102355,7453	30706,72358	102355,7453	30706,72358
10	39	119024,6605	35707,39814	119024,6605	35707,39814
11	42,9	136430,4389	40929,13168	136430,4389	40929,13168
12	46,8	154534,1599	46360,24798	154534,1599	46360,24798
13	50,7	173302,1026	51990,63077	173302,1026	51990,63077
14	54,6	192704,6961	57811,40884	192704,6961	57811,40884
15	58,5	212715,7436	63814,72307	212715,7436	63814,72307
16	62,4	233311,8334	69993,55002	233311,8334	69993,55002
17	66,3	254471,8849	76341,56547	254471,8849	76341,56547
18	70,2	276176,7907	82853,0372	276176,7907	82853,0372
19	74,1	298409,1309	89522,73927	298409,1309	89522,73927
20	78	321152,9422	96345,88265	321152,9422	96345,88265
21	81,9	344393,5279	103318,0584	344393,5279	103318,0584
22	85,8	368117,3019	110435,1906	368117,3019	110435,1906
23	89,7	392311,6567	117693,497	392311,6567	117693,497
24	93,6	416964,8536	125089,4561	416964,8536	125089,4561
25	97,5	442065,9285	132619,7786	442065,9285	132619,7786
26	101,4	467604,6115	140281,3835	467604,6115	140281,3835
27	105,3	493571,2579	148071,3774	493571,2579	148071,3774
28	109,2	519956,7878	155987,0364	519956,7878	155987,0364
29	113,1	546752,6344	164025,7903	546752,6344	164025,7903
30	117	573950,6975	172185,2093	573950,6975	172185,2093
Total		7369106,015	2210731,804	7369106,015	2210731,804

## 6.16 Distribusi Horisontal Gaya Gempa

Geser tingkat disain gempa di semua tingkat ( $V_x$ ) (kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

**(7.8-12)**

di mana  $F_i$  = bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) (kN) yang timbul di Tingkat  $i$ .

Geser tingkat disain gempa ( $V_x$ ) (kN) harus didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya seismik di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma.



**Tabel 6.11** Distribusi gaya horizontal gempa

Lantai	hi (m)	Wi (Kg)	Cs	Fi (Kg)	Vx
1	3,9	2535497,52	0,09577254	242831,0382	242831,0382
2	7,8	2535497,52	0,09577254	242831,0382	485662,0764
3	11,7	2535497,52	0,09577254	242831,0382	728493,1146
4	15,6	2535497,52	0,09577254	242831,0382	971324,1528
5	19,5	2535497,52	0,09577254	242831,0382	1214155,191
6	23,4	2535497,52	0,09577254	242831,0382	1456986,229
7	27,3	2535497,52	0,09577254	242831,0382	1699817,267
8	31,2	2535497,52	0,09577254	242831,0382	1942648,306
9	35,1	2535497,52	0,09577254	242831,0382	2185479,344
10	39	2535497,52	0,09577254	242831,0382	2428310,382
11	42,9	2535497,52	0,09577254	242831,0382	2671141,42
12	46,8	2535497,52	0,09577254	242831,0382	2913972,458
13	50,7	2535497,52	0,09577254	242831,0382	3156803,497
14	54,6	2535497,52	0,09577254	242831,0382	3399634,535
15	58,5	2535497,52	0,09577254	242831,0382	3642465,573
16	62,4	2535497,52	0,09577254	242831,0382	3885296,611
17	66,3	2535497,52	0,09577254	242831,0382	4128127,649
18	70,2	2535497,52	0,09577254	242831,0382	4370958,688
19	74,1	2535497,52	0,09577254	242831,0382	4613789,726
20	78	2535497,52	0,09577254	242831,0382	4856620,764
21	81,9	2535497,52	0,09577254	242831,0382	5099451,802
22	85,8	2535497,52	0,09577254	242831,0382	5342282,84
23	89,7	2535497,52	0,09577254	242831,0382	5585113,879
24	93,6	2535497,52	0,09577254	242831,0382	5827944,917
25	97,5	2535497,52	0,09577254	242831,0382	6070775,955
26	101,4	2535497,52	0,09577254	242831,0382	6313606,993
27	105,3	2535497,52	0,09577254	242831,0382	6556438,032
28	109,2	2535497,52	0,09577254	242831,0382	6799269,07
29	113,1	2535497,52	0,09577254	242831,0382	7042100,108
30	117	2535497,52	0,09577254	242831,0382	7284931,146
<b>Total</b>		76064925,6		7284931,146	112916432,8

### 6.17 Batasan Simpangan Antar Lantai Tingkat

Simpangan antar lantai tingkat disain ( $\Delta$ ) seperti ditentukan tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat ijin ( $\Delta_a$ ) seperti didapatkan dari *Tabel 7.12-1 SNI-1726-2012* untuk semua tingkat.

**Tabel 6.12** Simpangan antar lantai ijin,  $\Delta_a$ 

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didisain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Keterangan :

<sup>a</sup>  $h_{sx}$  adalah tinggi tingkat di bawah Tingkat  $x$ .

### 6.18 Kontrol Drift ( Simpangan Antar Lantai )

Kinerja batas layan  $\Delta_s$  struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi terjadinya peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari kinerja batas layan  $\Delta_s$  ini diperoleh dari output etabs 2013 yang selanjutnya akan dijabarkan pada **Tabel 6.13** dan **Tabel 6.14**.

drift dibatasi sebesar:

$$\begin{aligned}\Delta_s &= 0,020h_{sx} \\ &= 0,020 \times 3900 = 78 \text{ mm}\end{aligned}$$

**Tabel 6.13** Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah sumbu X

KONTROL DRIFT ARAH X							
Lantai	hi (m)	$\delta_{ec}$ (m)	$\delta_{ec}$ (mm)	$\delta_{ec}$ (mm)	Drift ( $\Delta_s$ ) (mm)	Syarat Drift ( $\Delta$ ) mm	Ket.
30	117	0,363251	363,251	1634,6295	28,5975	78	OK
29	113,1	0,356896	356,896	1606,032	31,4415	78	OK
28	109,2	0,349909	349,909	1574,5905	34,8255	78	OK
27	105,3	0,34217	342,17	1539,765	38,196	78	OK
26	101,4	0,333682	333,682	1501,569	41,355	78	OK
25	97,5	0,324492	324,492	1460,214	44,2575	78	OK
24	93,6	0,314657	314,657	1415,9565	46,8855	78	OK
23	89,7	0,304238	304,238	1369,071	49,2615	78	OK
22	85,8	0,293291	293,291	1319,8095	51,4575	78	OK
21	81,9	0,281856	281,856	1268,352	53,3205	78	OK
20	78	0,270007	270,007	1215,0315	55,1385	78	OK
19	74,1	0,257754	257,754	1159,893	56,763	78	OK
18	70,2	0,24514	245,14	1103,13	58,239	78	OK
17	66,3	0,232198	232,198	1044,891	59,5845	78	OK
16	62,4	0,218957	218,957	985,3065	60,7455	78	OK
15	58,5	0,205458	205,458	924,561	60,4035	78	OK
14	54,6	0,192035	192,035	864,1575	61,3395	78	OK
13	50,7	0,178404	178,404	802,818	62,5095	78	OK
12	46,8	0,164513	164,513	740,3085	63,7785	78	OK
11	42,9	0,15034	150,34	676,53	65,079	78	OK
10	39	0,135878	135,878	611,451	66,3615	78	OK
9	35,1	0,121131	121,131	545,0895	67,563	78	OK
8	31,2	0,106117	106,117	477,5265	68,6205	78	OK
7	27,3	0,090868	90,868	408,906	69,399	78	OK
6	23,4	0,075446	75,446	339,507	69,6825	78	OK
5	19,5	0,059961	59,961	269,8245	69,0615	78	OK
4	15,6	0,044614	44,614	200,763	66,7395	78	OK
3	11,7	0,029783	29,783	134,0235	61,155	78	OK
2	7,8	0,016193	16,193	72,8685	49,068	78	OK
1	3,9	0,005289	5,289	23,8005	23,8005	78	OK

**Tabel 6.14** Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah sumbu Y

KONTROL DRIFT ARAH Y							
Lantai	hi (m)	$\delta_{ec}$ (m)	$\delta_{ec}$ (mm)	$\delta_{ec}$ (mm)	Drift ( $\Delta_s$ ) (mm)	Syarat Drift ( $\Delta$ ) mm	Ket.
30	117	0,125733	125,733	565,7985	8,307	78	OK
29	113,1	0,123887	123,887	557,4915	9,4725	78	OK
28	109,2	0,121782	121,782	548,019	10,7775	78	OK
27	105,3	0,119387	119,387	537,2415	12,0645	78	OK
26	101,4	0,116706	116,706	525,177	13,2795	78	OK
25	97,5	0,113755	113,755	511,8975	14,4135	78	OK
24	93,6	0,110552	110,552	497,484	15,4575	78	OK
23	89,7	0,107117	107,117	482,0265	16,425	78	OK
22	85,8	0,103467	103,467	465,6015	17,316	78	OK
21	81,9	0,099619	99,619	448,2855	18,117	78	OK
20	78	0,095593	95,593	430,1685	18,882	78	OK
19	74,1	0,091397	91,397	411,2865	19,584	78	OK
18	70,2	0,087045	87,045	391,7025	20,2365	78	OK
17	66,3	0,082548	82,548	371,466	20,835	78	OK
16	62,4	0,077918	77,918	350,631	21,312	78	OK
15	58,5	0,073182	73,182	329,319	20,799	78	OK
14	54,6	0,06856	68,56	308,52	21,2355	78	OK
13	50,7	0,063841	63,841	287,2845	21,7485	78	OK
12	46,8	0,059008	59,008	265,536	22,2705	78	OK
11	42,9	0,054059	54,059	243,2655	22,7835	78	OK
10	39	0,048996	48,996	220,482	23,2605	78	OK
9	35,1	0,043827	43,827	197,2215	23,6925	78	OK
8	31,2	0,038562	38,562	173,529	24,057	78	OK
7	27,3	0,033216	33,216	149,472	24,336	78	OK
6	23,4	0,027808	27,808	125,136	24,48	78	OK
5	19,5	0,022368	22,368	100,656	24,4125	78	OK
4	15,6	0,016943	16,943	76,2435	23,9625	78	OK
3	11,7	0,011618	11,618	52,281	22,6755	78	OK
2	7,8	0,006579	6,579	29,6055	19,3185	78	OK
1	3,9	0,002286	2,286	10,287	10,287	78	OK

Dari **Tabel 6.13** dan **Tabel 6.14** didapatkan bahwa simpangan antar lantai tersebut telah memenuhi simpangan ijin yang dipersyaratkan dalam SNI 1726-2012.

### 6.19 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan *SNI 1726-2012 Ps. 7.9.1* jumlah ragam *vibrasi* (jumlah *mode shape*) yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (*Modal participating Mass Ratios*) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang – kurangnya 90 %.

**Tabel 6.15** Partisipasi massa ragam terkombinasi

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	2,746762	59,0555	0,1683	59,0555	0,1683
2	2,010075	0,4265	56,4264	59,482	56,5948
3	1,509418	6,2678	8,6306	65,7498	65,2253
4	0,64477	15,5439	0,2012	81,2937	65,4266
5	0,431582	0,0297	17,3647	81,3235	82,7913
6	0,334982	2,8189	1,9242	84,1424	84,7154
7	0,28214	5,4995	0,1599	89,6419	84,8753
8	0,187466	0,0224	6,0347	89,6643	90,91
9	0,167361	2,7386	0,1028	92,4029	91,0129
10	0,152256	0,8176	0,3405	93,2205	91,3534
11	0,11532	1,5343	0,0558	94,7548	91,4092
12	0,113957	0,0537	2,8795	94,8085	94,2887
13	0,096093	0,3722	0,0592	95,1807	94,3479
14	0,086571	1,0061	0,0085	96,1867	94,3563
15	0,080995	0,0014	1,6336	96,1881	95,99
16	0,069595	0,2602	0,0056	96,4483	95,9956
17	0,068722	0,6194	0,0077	97,0677	96,0033
18	0,062807	0,0029	1,0022	97,0706	97,0055
19	0,056761	0,51	0,0047	97,5807	97,0102
20	0,054465	0,1013	0,0001	97,682	97,0103
21	0,051519	0,0031	0,6358	97,6851	97,6461
22	0,048218	0,3732	0,0046	98,0583	97,6507
23	0,045076	0,0475	0,1221	98,1058	97,7729
24	0,044623	0,0214	0,1719	98,1272	97,9448
25	0,043777	0	0,0001	98,1272	97,9449
26	0,04331	0,0007	0,0364	98,1279	97,9813
27	0,042849	0,004	0,0016	98,1319	97,9829
28	0,04276	0,0001	0,0052	98,132	97,9881
29	0,04238	0,0045	0,0196	98,1366	98,0076
30	0,042237	0,0917	0,0073	98,2283	98,0149

Dari **Tabel 6.15** didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total mencapai 92,4029 % untuk arah X dan 91,0129 % untuk arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut *SNI 1726-2012 Ps. 7.9.1* dapat dipenuhi.

## 6.20 Kontrol Sistem Ganda

Pada sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Menurut *SNI 1726-2012 Pasal 7.2.5.1* tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

**Tabel 6.16** Kontrol persentase antara reaksi pada perletakan kolom dan perletakan shear wall akibat beban gempa

no	kombinasi	prosentase dalam menahan gempa (%)			
		fx		fy	
		SRPM	shear wall	SRPM	Shear wall
1	0,9D + 1 RSPX Max	35,38656	64,61344	25,4519	74,548104
2	0,9D + 1 RSPX Min	32,40705	67,592953	27,21603	72,783975
3	0,9D + 1 RSPY Max	34,70354	65,29646	25,05092	74,949081
4	0,9D + 1 RSPY Min	34,70354	65,29646	25,05092	74,949081
5	1,2D + 1L +1 RSPX Max	35,38656	64,61344	25,4519	74,548104
6	1,2D + 1L +1 RSPX Min	32,40705	67,592953	27,21603	72,783975
7	1,2D + 1L +1 RSPY Max	31,01438	68,985616	26,98342	73,016579
8	1,2D + 1L +1 RSPY Min	31,01438	68,985616	26,98342	73,016579

Dari **Tabel 6.16** dapat dilihat bahwa persentase reaksi pada perletakan kolom nilainya memenuhi paling sedikit 25% sehingga konfigurasi struktur gedung pada tugas akhir ini telah memenuhi syarat sebagai Struktur Sistem Ganda.

## BAB VII

### PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

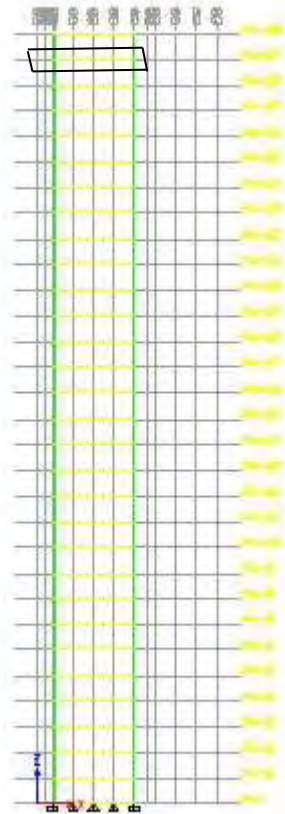
#### 7.1 Perencanaan Penulangan Balok

##### 7.1.1 Penulangan Lentur Balok Induk 100/150 cm

Contoh perhitungan penulangan balok 100/150 diambil pada balok As 11 B-G lantai 29 seperti yang dapat dilihat pada **gambar 7.1** dan **gambar 7.2**.



**Gambar 7.1** Letak balok 100/150 As 11 B-G pada lantai 29



**Gambar 7.2** Potongan memanjang letak balok 100/150 As 11 B-G pada lantai 29

Dari hasil analisis struktur dengan bantuan program ETABS v.9.7.1, dijumpai momen yang berbalik arah akibat pengaruh gempa, yang terjadi pada elemen balok. Apabila kondisi ini terjadi



maka momen pada tumpuan bisa berharga negatif (akibat gravitasi) ataupun positif (akibat gempa yang cukup besar).

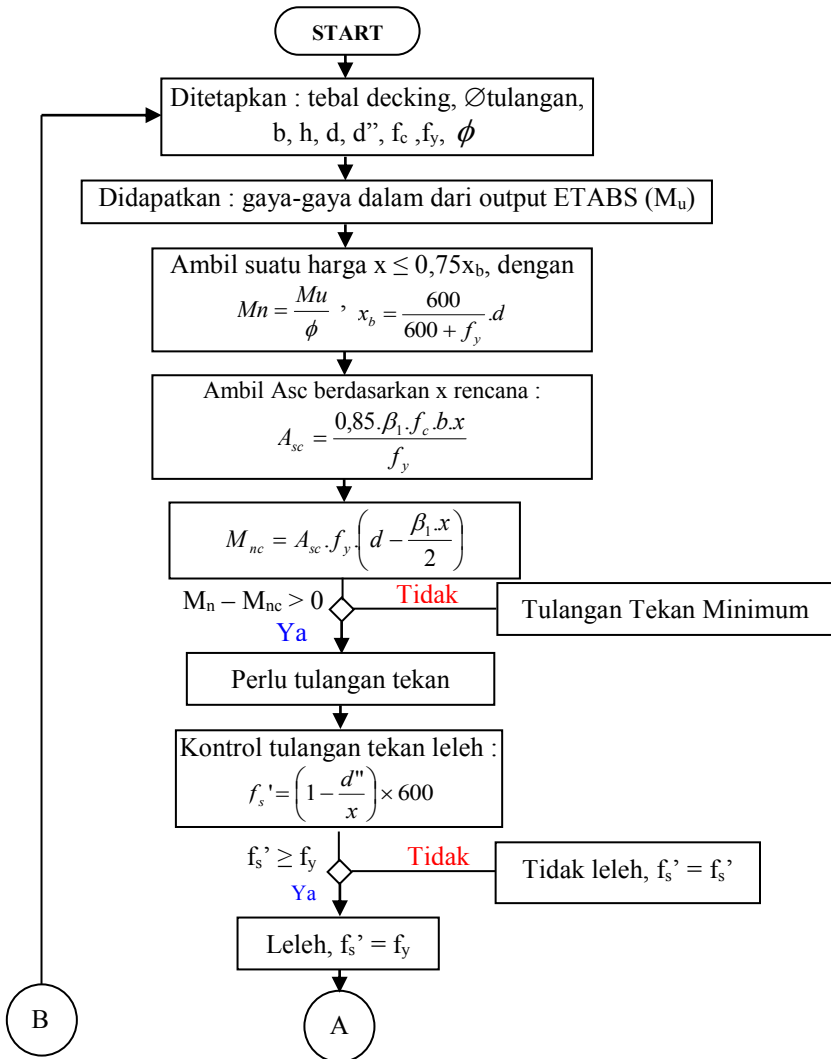
**Tabel 7.1** Momen balok 100/150 As 11 B-G pada lantai 29

No	Kombinasi	Lokasi	Momen (kNm)
1	1,4 D	Tump. Kiri	-1355,8
		Lapangan	1008,749
		Tump. Kanan	-1415,85
2	1,2 D + 1 L + 1 RSPY Min	Tump. Kiri	-1513,21
		Lapangan	1036,225
		Tump. Kanan	-1568,81
3	1,2 D + 1 L + 1 RSPY Max	Tump. Kiri	-1287,67
		Lapangan	1030,58
		Tump. Kanan	-1343,87
4	1,2 D + 1 L + 1 RSPX Min	Tump. Kiri	-1752,85
		Lapangan	1038,726
		Tump. Kanan	-1807,78
5	1,2 D + 1 L + 1 RSPX Max	Tump. Kiri	-1048,03
		Lapangan	1044,07
		Tump. Kanan	-1104,9
6	0,9 D + 1 RSPY Min	Tump. Kiri	-984,352
		Lapangan	643,3092
		Tump. Kanan	-1022,66

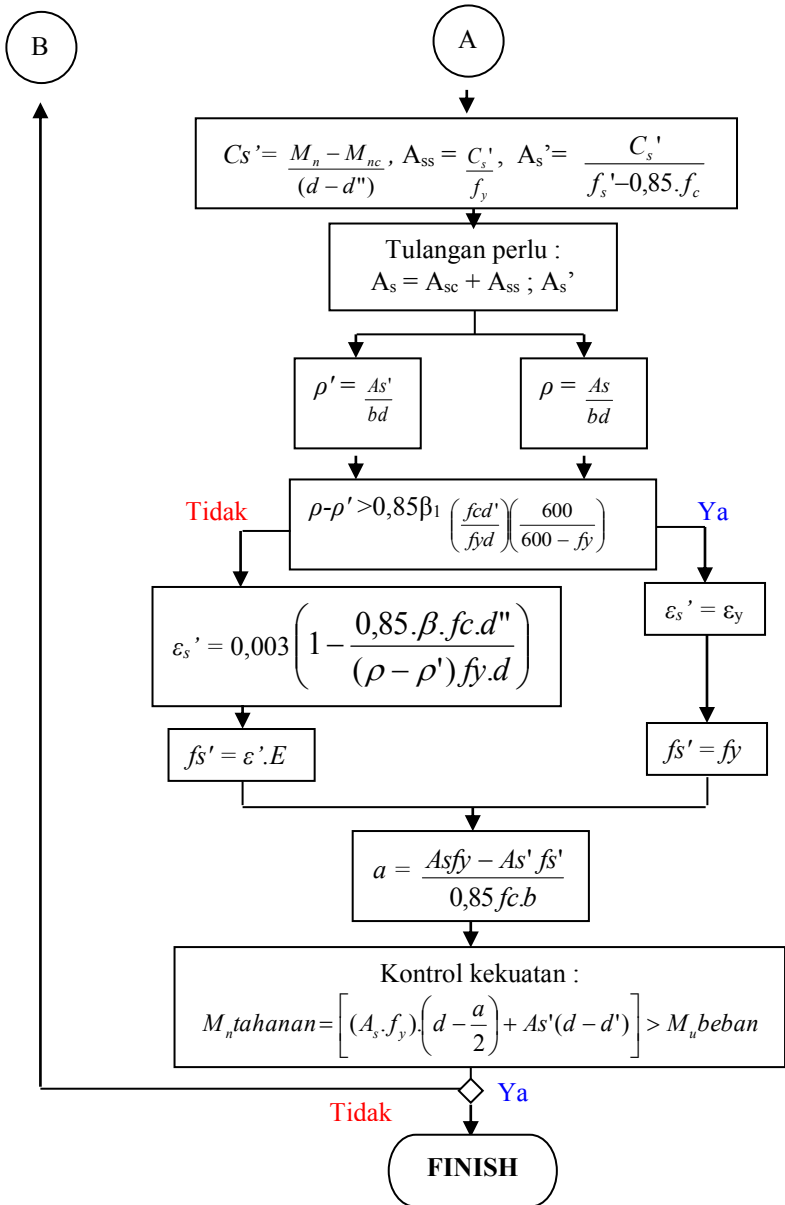
7	0,9 D + 1 RSPY Max	Tump. Kiri	-758,819
		Lapangan	642,883
		Tump. Kanan	-797,724
8	0,9 D + 1 RSP X Min	Tump. Kiri	-1224
		Lapangan	645,8098
		Tump. Kanan	-1261,63
9	0,9 D + 1 RSP X Max	Tump. Kiri	-519,175
		Lapangan	651,1533
		Tump. Kanan	-558,753
10	1,2 D + 1,6 L	Tump. Kiri	-1543,44
		Lapangan	1147,451
		Tump. Kanan	-1601,99

Tabel 7.1 menunjukkan besarnya momen pada balok utama 100/150 As 11 B-G pada lantai 29. Momen-momen tersebut dicari yang paling maksimum dan selanjutnya akan digunakan untuk menghitung keperluan tulangan.

Skema perencanaan penulangan lentur balok



**Gambar 7.3** Flowchart penulangan lentur balok induk



Gambar 7.4 Flowchart penulangan lentur balok induk (lanjutan)

**Daftar Notasi :**

- $d$  : jarak serat tekan terluar tertekan terhadap titik berat tulangan tarik  
 $d''$  : jarak serat tekan terluar tertekan terhadap titik berat tulangan tekan  
 $x_b$  : garis netral balok pada keadaan regangan berimbang  
 $x$  : garis netral balok  
 $M_{nc}$  : momen nominal balok tanpa tulangan tekan  
 $A_{sc}$  : tulangan tarik yang mengimbangi tekan beton  
 $\beta_1$  : faktor yang didefinisikan dalam SNI 2847 ps 12.2.7(3), untuk  $f_c = 40$  Mpa  
 maka  $\beta_1 = 0,85$   
 $C_s'$  : tambahan gaya tekan akibat tulangan tekan  
 $T_2$  : gaya tarik akibat tulangan tarik  
 $f_s'$  : tegangan pada tulangan tekan  
 $A_s'$  : tulangan tekan perlu  
 $A_{ss}$  : tulangan tarik tambahan  
 $A_s$  : tulangan tarik perlu

Data-data yang digunakan untuk penulangan balok :

- $f_c$  = 40 MPa
- $f_y$  = 400 Mpa (tul. utama)
- = 400 Mpa (tul. sengkang)
- Dia. tul. utama = D 25 mm ( $A_s = 490,9 \text{ mm}^2$ )
- Dia. tul. sengkang =  $\varnothing$  12 mm ( $A_s = 113,04 \text{ mm}^2$ )
- Decking = 40 mm
- $d$  =  $1500 - 40 - 12 - 25/2 = 1435,5 \text{ mm}$
- $d''$  =  $40 + 12 + 25/2 = 64,5 \text{ mm}$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \dots\dots \text{(menurut SNI 03-}$$

**2847–2002 dilengkapi Penjelasan Ps.10.4.3)**

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times 40 \times 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,04335$$

Karena struktur gedung ini menggunakan sistem rangka gedung yang merupakan perpaduan SRPMM dan dinding struktural khusus (DSK), maka sesuai dengan persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.1 yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi  $0,1.A_g.fc'$
2. Bentang bersih minimum  $\geq 4d$   
 $= 6,60 \text{ m} \geq 4d = 4 \times 0,935 = 3,74 \text{ m} \rightarrow Ok$
3. Perbandingan Lebar/tinggi balok  $\geq 0,3$   
 $= 80/100 = 0,8 \geq 0,3 \rightarrow Ok$
4. Lebar balok tidak boleh kurang dari 250 mm  
 $800 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \rightarrow Ok$
5. Lebar balok tidak boleh melebihi lebar kolom ditambah dengan 1,5d  
 $800 \text{ mm} < 800 + ( 1,5 \times 935,5 ) = 2203,25 \text{ mm} \rightarrow Ok$

Luasan tulangan sepanjang balok tidak boleh kurang dari (SNI 03-1728-2002 Ps. 23.3.2.1) :

$$- A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 \cdot fy} b_w \cdot d = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} \times 1000 \times 1435,5 = 5674,312 \text{ mm}^2$$

(menentukan)

$$- A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{fy} b_w \cdot d = \frac{1,4}{400} \times 1000 \times 1435,5 = 5024,25 \text{ mm}^2$$

$$- \rho_{\text{max}} = 0,024$$

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

$$- m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc'} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,764$$

### a. Penulangan Tumpuan balok

Contoh perhitungan diambil pada balok As 11 B-G lantai 29 :

$M_u = 1807,779 \text{ KNm} = 1807779300 \text{ Nmm}$  (*output ETABS kombinasi 5*)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1807779300}{0,8} = 2259724125 \text{ Nmm}$$

Ambil harga  $x \leq 0,75 x_b$ , dimana :

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 1435,5 = 861,3 \text{ mm}$$

$x \leq 0,75 \times 861,3 = 645,98 \text{ mm} \rightarrow$  diambil harga  $x = 100 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot 1000 \cdot 100}{400}$$

$$= 7225 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) = 7225 \cdot 400 \left( 1435,5 - \frac{0,85 \cdot 100}{2} \right)$$

$$= 4025770000 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} > 0 \rightarrow$  tetap dipasang tulangan tekan praktis

karena  $f_s' < f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow$  tul. tidak leleh,  $f_s' = f_s'' = 213 \text{ Mpa}$

$$f_s' = \left( 1 - \frac{d''}{x} \right) \cdot 600 = \left( 1 - \frac{64,5}{100} \right) \cdot 600 = 213 \text{ Mpa}$$

$$C_s' = 0$$

$$A_{ss} = 0$$

Tulangan tumpuan atas :

$$A_s = A_{sc} + A_{ss}$$

$$= 7225$$

$$= 7225 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang } \mathbf{16 \text{ D25 (7850 mm}^2)}$$

Menurut SNI 2847 ps 23.3.2(2) bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal

ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah :

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 7225$$

$$A_s' = 3612,5 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang 8 D25 (3925 mm}^2\text{)}$$

### Periksa lebar balok

Menurut SNI 2847 ps 9.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Kontrol jarak} &= \frac{1000 - (2 \times 40 + 2 \times 12 + 16 \times 25)}{16 - 1} \\ &= 33,067 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok} \end{aligned}$$

Lebar balok 1000 mm ternyata memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{bd} \\ &= \frac{7225}{1000 \times 1435,5} = 0,00503 \end{aligned}$$

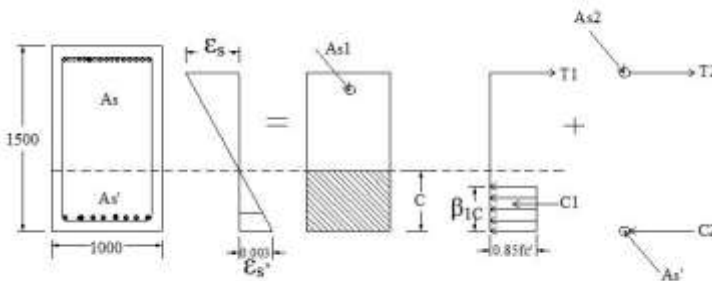
$$\begin{aligned} \rho' &= \frac{A_s'}{bd} \\ &= \frac{3612,5}{1000 \times 1435,5} = 0,002516 \end{aligned}$$

$$\rho - \rho' > 0,85 \cdot \beta_1 \left( \frac{f_c \cdot d''}{f_y \cdot d} \right) \left( \frac{600}{600 - f_y} \right)$$

$$0,00503 - 0,002516 > 0,85 \cdot 0,85 \left( \frac{40 \cdot 64,5}{400 \cdot 1435,5} \right) \left( \frac{600}{600 - 400} \right)$$

$$0,002516 < 0,0097 \text{ (tulangan tekan belum leleh) } f_s' < f_y$$





**Gambar 7.5** Penulangan tumpuan balok utama

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s' &= 0,003 \left( 1 - \frac{0,85 \cdot \beta \cdot f_c \cdot d''}{(\rho - \rho') \cdot f_y \cdot d} \right) \\
 &= 0,003 \left( 1 - \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot 64,5}{(0,002516) \cdot 400 \cdot 1435,5} \right) \\
 &= 0,0009 \\
 f_s' &= \varepsilon_s' \cdot E \\
 &= 0,0009 \times 200000 \varepsilon_s' \\
 &= 174 \\
 a &= \frac{A_s f_y - A_s' f_s'}{0,85 f_c b} \\
 &= \frac{7225 \cdot 400 - 3612,5 \cdot 174}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} \\
 &= 112,439 \text{ mm} \\
 \text{Mn tahanan} &= (A_s \cdot f_y) \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' (d - d'') > \text{Mn beban} \\
 &= (7850 \cdot 400) \cdot \left( 1435,5 - \frac{112,439}{2} \right) + 3925 \cdot (1435,5 - 64,5) \\
 &= 4336320837 \text{ Nmm} > 2259724125 \text{ Nmm} \\
 &= 4336,32 \text{ KNm} > 2259,724 \text{ KNm} \rightarrow \text{Ok}
 \end{aligned}$$

### b. Penulangan Lentur Lapangan Balok

Menurut SNI-2847-2002 pasal 23.3.2(2) menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari 25% nilai momen maksimum pada kedua muka tumpuan.

Untuk balok pada As 11 B-G lantai 29 dari output ETABS diperoleh nilai momen maksimum pada lapangan:

$$M_u = 1147451200 \text{ Nmm} > 25\% \times 1807779300 = 451944825$$

Jadi dipakai momen lapangan,

$$M_u = 1147451200 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1147451200}{0,8} = 1434314000 \text{ Nmm}$$

Ambil harga  $x \leq 0,75 x_b$ , dimana :

$$x_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 1435,5 = 861,3 \text{ mm}$$

$x \leq 0,75 \times 861,3 = 645,98 \text{ mm} \rightarrow$  diambil harga  $x = 100 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot 1000 \cdot 100}{400}$$

$$= 7225 \text{ mm}^2$$

$$M_{nc} = A_{sc} \cdot f_y \left( d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) = 7225 \cdot 400 \left( 1435,5 - \frac{0,85 \cdot 100}{2} \right)$$

$$= 4025770000 \text{ Nmm}$$

$M_n - M_{nc} < 0 \rightarrow$  sehingga tidak perlu tulangan tekan

Akan tetapi tetap dipasang tulangan tekan praktis

karena  $f_s' < f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow$  tul. tidak leleh,  $f_s' = f_s' = 213 \text{ Mpa}$

$$f_s' = \left( 1 - \frac{d''}{x} \right) \cdot 600 = \left( 1 - \frac{64,5}{100} \right) \cdot 600 = 213 \text{ Mpa}$$

$$C_s' = 0$$

$$A_{ss} = 0$$

Tulangan lapangan atas :

$$A_s = A_{sc} + A_{ss}$$

$$\begin{aligned}
 &= 7225 \\
 &= 7225 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang } \mathbf{16 \text{ D25 (7850 mm}^2\text{)}}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847 ps 23.3.2(2) bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan lapangan bawah :

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 7225$$

$$A_s' = 3612,5 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang } \mathbf{8 \text{ D25 (3925 mm}^2\text{)}}$$

#### Periksa lebar balok

Menurut SNI 2847 ps 9.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol jarak} &= \frac{1000 - (2 \times 40 + 2 \times 12 + 16 \times 25)}{16 - 1} \\
 &= 33,067 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \mathbf{ok}
 \end{aligned}$$

Lebar balok 1000 mm ternyata memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

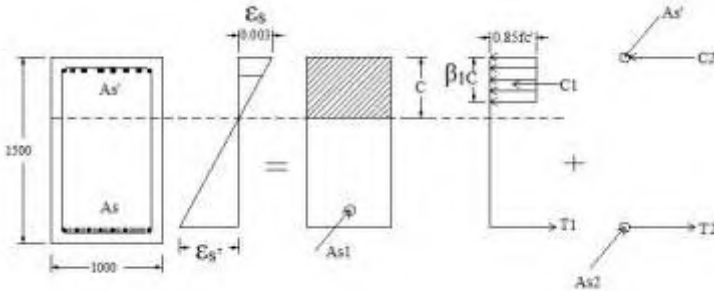
$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_s}{bd} \\
 &= \frac{7225}{1000 \times 1435,5} = 0,00503
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho' &= \frac{A_s'}{bd} \\
 &= \frac{3612,5}{1000 \times 1435,5} = 0,002516
 \end{aligned}$$

$$\rho - \rho' > 0,85 \cdot \beta_1 \left( \frac{f_c \cdot d''}{f_y \cdot d} \right) \left( \frac{600}{600 - f_y} \right)$$

$$0,00503 - 0,002516 > 0,85 \cdot 0,85 \left( \frac{40 \cdot 64,5}{400 \cdot 1435,5} \right) \left( \frac{600}{600 - 400} \right)$$

$$0,002516 < 0,0097 \text{ (tulangan tekan belum leleh) } fs' < fy$$



**Gambar 7.6** Penulangan lapangan balok utama

$$\begin{aligned} \varepsilon_s' &= 0,003 \left( 1 - \frac{0,85 \cdot \beta \cdot fc \cdot d''}{(\rho - \rho') \cdot fy \cdot d} \right) \\ &= 0,003 \left( 1 - \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot 64,5}{(0,002516) \cdot 400 \cdot 1435,5} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,00087$$

$$\begin{aligned} fs' &= \varepsilon' \cdot E \\ &= 0,00087 \times 200000 \\ &= 174 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{Asfy - As'fs'}{0,85fc \cdot b} \\ &= \frac{7225 \cdot 400 - 3612,5 \cdot 174}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} \\ &= 112,439 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Mn \text{ tahanan} = (A_s \cdot f_y) \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) + As'(d - d'') > Mn \text{ beban}$$

$$\begin{aligned}
&= (7225.400) \cdot \left( 1435,5 - \frac{112,439}{2} \right) + 3612,5 \cdot (1435,5 - 64,5) \\
&= 4336320837 \text{ Nmm} > 1434314000 \text{ Nmm} \\
&= 4336,320837 \text{ KNm} > 1434,314 \text{ KNm} \rightarrow Ok
\end{aligned}$$

### 7.1.2 Penulangan Geser Balok Induk 100/150 cm

Contoh perhitungan penulangan balok 100/150 diambil pada balok As 11 B-G lantai 29.

#### Penulangan Geser Tumpuan Balok

##### Perhitungan gaya geser

$V_u = 629640 \text{ N}$  (Output ETABS kombinasi 1,2D + 1 L + 1 RSPX)

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

$$d = 1435,5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{40} * 1000 * 1435,5 = 1513150 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 * 1513150 = 1134862 \text{ N}$$

$$V_{S_{\min}} = \frac{1}{3} x b_w x d$$

$$\begin{aligned}
V_{S_{\min}} &= \frac{1}{3} x 1000 \text{ mm} x 1435,5 \text{ mm} \\
&= 478500 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\phi x (1/3) x \sqrt{f_c'} x b_w x d = 0,75 x 1/3 x \sqrt{40} x 1000 x 1435,5 = 2269724,8 \text{ N}$$

Cek kondisi perencanaan geser tumpuan balok:

(menurut SNI2847 Ps.11.3.2.3)

$\phi =$  faktor reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

$$1. \quad V_u \leq 0,5 \phi V_c$$

- 629640 N  $\geq$  0,5 x 1134862 = 567431 N .....*tidak ok*
2.  $0,5 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$   
 567431 N < 629640 N  $\geq$  1134862 N .....*tidak ok*
3.  $\phi V_c < V_u \leq (\phi V_c + \phi V_s)$   
 1134862 N < 629640 N  $\leq$  1493737,395 N ..... *ok*
4.  $(\phi V_c + \phi V_s) < V_u \leq (\phi V_c + \phi x (1/3) x \sqrt{f'_c} x b_w x d)$   
 1493737,395 N < 629640 N < 3404587,186 N.....*tidak ok*
- Jadi termasuk kondisi 3

Maka perlu tulangan geser (SNI 03-2847-2002 Ps. 13.5.6.1)

$$\phi V_{s \text{ perlu}} = V_u - \phi V_c = 629640 - 1134862 = -505222 \text{ N}$$

$$A_v = \phi 12 = 113,1 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\phi \cdot A_v \times f_y \times d}{\phi \cdot V_s} = \frac{0,75 \times 113,1 \times 400 \times 1435,5}{-505222} = -96,4 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : } S \leq d/2 = 1435,5/2 = 717,75$$

$$S \leq 600 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser **Ø12 - 200**

### **Penulangan Geser Lapangan Balok**

Pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis ( $>2h = 1000 \text{ mm}$ )

$V_u = 221979 \text{ N}$  (Output ETABS kombinasi 1,2D + 1 L + 1RSPX)

Untuk daerah di daerah luar sendi plastis ini, kuat geser beton diperhitungkan sebesar :

$$V_c = (1/6) \sqrt{f'_c} b_w d_{\text{aktual}}$$

$$= (1/6) \sqrt{40} \cdot 1000 \cdot 1435,5 = 1513150 \text{ N}$$

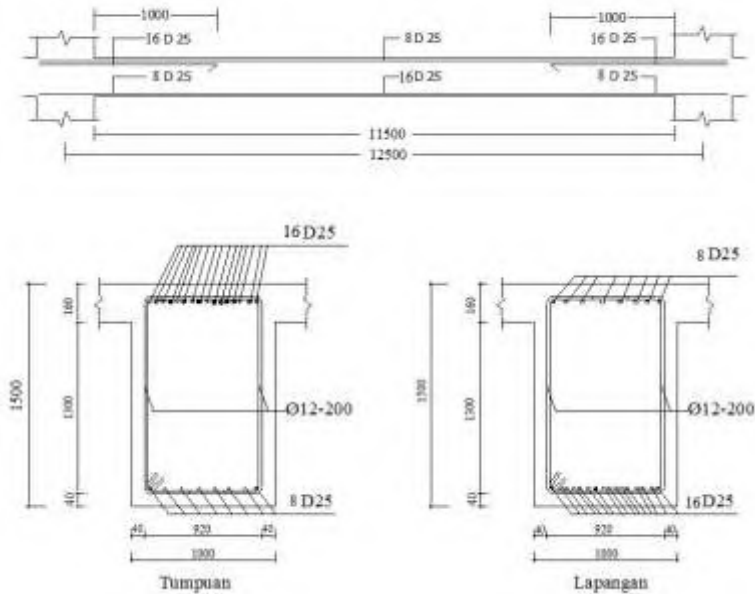
$$\phi = 0,75 \dots\dots\dots ( \text{SNI-2847-2002 pasal 11.3.2(3)})$$

$$V_s = \frac{V_{u,2h}}{\phi} - V_c = \frac{221979}{0,75} - 1513150 = -1217178 \text{ N}$$

Artinya beton mampu memikul gaya geser yang terjadi, sehingga dipasang sengkang praktis sesuai ketentuan, yaitu pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI-2847-2002 pasal 23.3.3(4) :

$$s < d/2 = 1435,5/2 = 717,75 \text{ m}$$

∴ Dipasang Ø12 – 300 mm pada daerah luar sendi plastis (>2h)



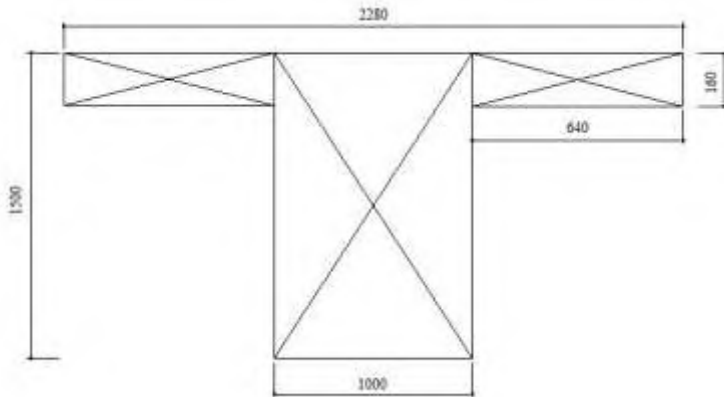
**Gambar 7.7** Penulangan lentur dan geser balok 100/150 As 11 B-G pada lantai 29

### 7.1.3 Penulangan Torsi Balok Induk 100/150 cm

Contoh perhitungan penulangan balok 100/150 diambil pada balok As 11 B-G lantai 29.

$$T_u = 146652,7 \text{ Nmm (Output ETABS)}$$

$$V_u = 629640,2 \text{ N (Output ETABS)}$$



**Gambar 7.8** Persegi – persegi komponen balok T

Dari gambar 7.7, dengan mengasumsikan penutup bersih 40 mm dan sengkang  $\varnothing 12$  dan bahwa flens tersebut tidak dikekang dengan pengikat tertutup.

- $A_{cp}$  = adalah luas yang dibatasi keliling luar penampang beton

$$A_{cp} = 1000 \times 1500 = 1500000 \text{ mm}^2$$

- $p_{cp}$  = keliling luar penampang beton

$$p_{cp} = 2(1000 + 1500) = 5000 \text{ mm}$$

- $p_h$  = keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar

$$p_h = 2((1000 - 2(40+6)) + (1500 - 2(40+6))) \\ = 4632 \text{ mm}$$

- $A_{oh}$  = luas daerah yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar

$$A_{oh} = 908 \times 1408 = 1278464 \text{ mm}^2$$

- $A_o$  = luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser



$$A_o = 0,85. A_{oh} = 0,85 \times 1278464 = 1086694,4 \text{ mm}^2$$

$$d = 1435,5 \text{ mm}$$

### Cek Keperluan Torsi

$$T_c = \frac{\phi \sqrt{f'c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)}{12} \dots\dots\dots \text{SNI-2847-2002} \quad \text{pasal}$$

13.6.1

$$T_c = \frac{0,75 \sqrt{40} \left( \frac{1500000^2}{5000} \right)}{12} = 70272836,9 \text{ Nmm}$$

$$T_u < T_c$$

146652,7 Nmm < 70272836,9 Nmm → Torsi tidak diperhitungkan

### Cek Penampang Balok

$$V_c = (1/6) \sqrt{f'c} b_w d$$

$$= (1/6) \sqrt{40} \cdot 1000 \cdot 1435,5 = 1513149,86 \text{ N}$$

Sesuai SNI-2847-2002 pasal 13.6.3.1(a) :

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left( \frac{T_u \times p_h}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w \times d} + \frac{2\sqrt{f'c}}{3} \right)$$

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left( \frac{T_u \times p_h}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} =$$

$$\sqrt{\left( \frac{629640,2}{1000 \times 1435,5} \right)^2 + \left( \frac{146652,7 \times 5000}{1,7 \times 1278464^2} \right)^2}$$

$$= 0,438 \text{ Mpa}$$

$$\phi \left( \frac{V_c}{b_w \times d} + \frac{2\sqrt{f'c}}{3} \right) = 0,75 \left( \frac{1513149,86}{1000 \times 1435,5} + \frac{2\sqrt{40}}{3} \right)$$

$$= 0,438 \text{ MPa} \leq 3,95 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

#### 7.1.4 Kontrol Lendutan Balok Induk 100/150 cm

Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 tabel 8, maka tebal minimum balok:

$$\text{balok dua tumpuan sederhana } h_{min} = \frac{L}{16}$$

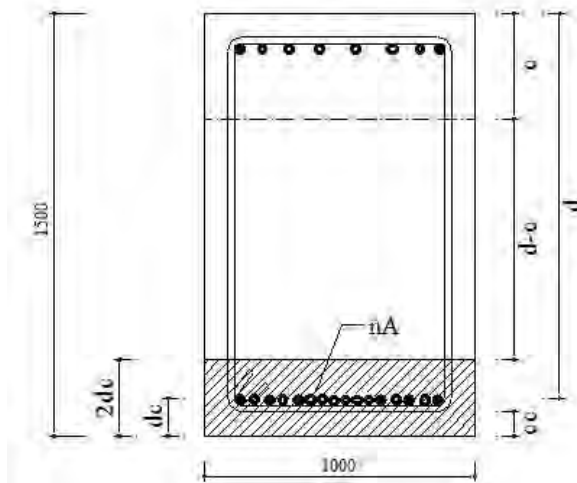
Jadi untuk balok dengan  $L = 12500$  mm dengan menggunakan

$f_y = 400$  MPa, maka  $h_{min}$  adalah:

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{12500}{16} = 781,25 \text{ mm}$$

Ketentuan di atas sudah terpenuhi karena  $h_{balok} = 1500$  mm

#### 7.1.5 Kontrol Retak Balok Induk 100/150 cm



**Gambar 7.9** Gambar luas tarik efektif beton

Bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh :

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A} \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 Ps. 12.6.4.(24)}$$

Tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dimana :

$$f_s = \text{tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja dapat diambil } 0,6 f_y$$

$$= 0,6 \times 400 \text{ MPa} = 240 \text{ MPa}$$

$$d_c = \text{tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan}$$

$$d_c = 40 + 12 + \frac{1}{2} 25 = 64,5 \text{ mm}$$

$$A = \text{luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan}$$

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} ; \text{ dengan } n \text{ adalah jumlah batang}$$

tulangan per lebar balok  $b$

$$A = \frac{2 \times 64,5 \times 1000}{16} = 8062,5 \text{ mm}^2$$

$$z = f_s \times \sqrt[3]{d_c A}$$

$$= 240 \times \sqrt[3]{64,5 \times 8062,5}$$

$$= 18471,4487 \text{ N/mm}$$

$$= 18,471 \text{ MN/m} < 30 \text{ MN/m} \rightarrow \text{Ok}$$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai  $z$ , dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh :

$$\omega = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} < 0,4 \text{ mm} \dots\dots\dots$$

$$\dots\dots\dots \text{(SNI 2847 Ps.12.6.4)}$$

Dimana :

$$\omega = \text{lebar retak dalam mm} \times 10^{-6}$$

$$\beta = 0,85$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruangan.

$$\begin{aligned}\omega &= 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 240 \times \sqrt[3]{64,5 \times 8062,5} \\ &= 0,1727 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm} \rightarrow Ok\end{aligned}$$

Selain itu, spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh melebihi

$$s = \frac{95000}{f_s} - 2,5 c_c \dots\dots\dots \text{SNI 2847-02 Ps. 12.6.4.26}$$

$$s = \frac{95000}{240} - 2,5 \cdot 40 = 295,83 \text{ mm}$$

Tetapi tidak boleh lebih besar dari

$$\begin{aligned}&= 300 \times \left( \frac{252}{f_s} \right) = 300 \times \left( \frac{252}{240} \right) \\ &= 315,00 \text{ mm} \rightarrow Ok\end{aligned}$$

### 7.1.6 Panjang Penyaluran Tulangan Balok Induk 100/150 cm

Perhitungan panjang penyaluran tulangan D25 berdasarkan SNI 03-2847-2002 Ps.14 adalah sebagai berikut :

Panjang penyaluran tulangan tarik (SNI 2847 ps 14.2):

Diketahui  $d_b = 25 \text{ mm}$ ;

$$\ell_b = d_b \times \frac{12 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} > 300 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847 ps.14.2.4 :

$\alpha = 1,3$  (faktor lokasi penulangan ; tul.horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)

$\beta = 1,0$  ( faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis )

$\lambda = 1,0$  ( faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$l_b = 25 \times \frac{12 \times 400 \times 1,3 \times 1 \times 1}{25 \times \sqrt{40}} = 986,63 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

$$l_b > 300 \text{ mm}$$

$\therefore$  dipakai panjang penyaluran tulangan tarik 1000 mm  $\approx$  1,0 m

Panjang penyaluran tulangan tekan (SNI 2847 ps 14.3.2) :

$$\begin{aligned} l_b &= d_b \times \frac{f_y}{4 \sqrt{f'_c}} \\ &= 25 \times \frac{400}{4 \times \sqrt{40}} = 395,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_b > 200 \text{ mm}$$

tetapi tidak kurang dari:

$$l_b = 0,04 \times d_b \times f_y = 0,04 \times 25 \times 400 = 400 \text{ mm}$$

$\therefore$  dipakai panjang penyaluran tulangan tekan 500 mm  $\approx$  0,5 m

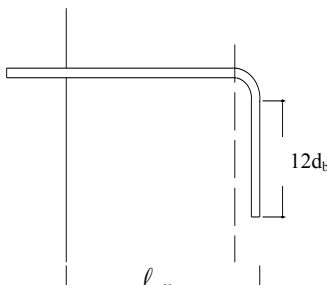
Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik:

Menurut SNI 03-2847-2002 Ps.23.5.4.1, panjang penyaluran  $l_{dh}$  untuk tulangan tarik dengan kait standar  $90^\circ$  dalam beton berat normal adalah sbb :

$$l_{dh} > 8 d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \times d_b}{5,4 \times \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \times 25}{5,4 \times \sqrt{40}} = 292,8 \text{ mm}$$



**Gambar 7.10** Gambar panjang tulangan penyaluran berkait

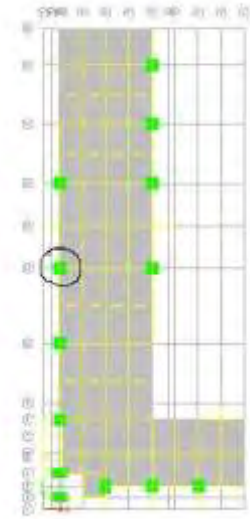
∴ dipakai panjang penyaluran tulangan berkait 300 mm,  
dan perpanjangan kait  $12d_b = 12 \cdot 25 = 300$  mm.

**Tabel 7.2** Penulangan balok utama

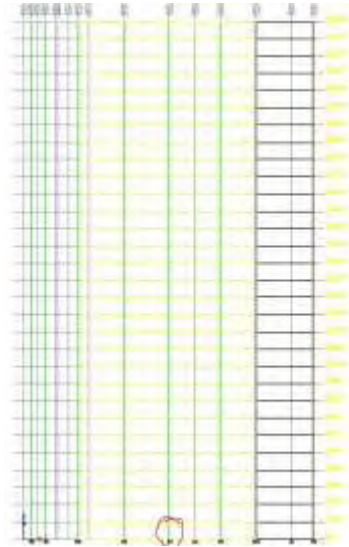
Type / Dimensi	Penulangan	Potongan A (tump. Kiri)	Potongan B (lapangan)	Potongan C (tump. kanan)	Beton deking (mm)
G1-1 100/150	Tul. Atas	16 D 25	8 D 25	16 D 25	40
	Tul bawah	8 D 25	16 D 25	8 D 25	
	beugel	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	
G1-2 100/150	Tul. Atas	16 D 25	8 D 25	16 D 25	40
	Tul bawah	8 D 25	16 D 25	8 D 25	
	beugel	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	
G1-3 100/150	Tul. Atas	16 D 25	8 D 25	16 D 25	40
	Tul bawah	8 D 25	16 D 25	8 D 25	
	beugel	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	
B1-1 100/150	Tul. Atas	16 D 25	8 D 25	16 D 25	40
	Tul bawah	8 D 25	16 D 25	8 D 25	
	beugel	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	
B1-2 100/150	Tul. Atas	16 D 25	8 D 25	16 D 25	40
	Tul bawah	8 D 25	16 D 25	8 D 25	
	beugel	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	
B1-3 100/150	Tul. Atas	16 D 25	8 D 25	16 D 25	40
	Tul bawah	8 D 25	16 D 25	8 D 25	
	beugel	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	
B1-4 100/150	Tul. Atas	16 D 25	8 D 25	16 D 25	40
	Tul bawah	8 D 25	16 D 25	8 D 25	
	beugel	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	∅ 12 - 200	

## 7.2 Perencanaan Penulangan Kolom

Akan direncanakan kolom 150/150 As 11-B pada lantai 1 dapat dilihat pada **gambar 7.13** dan **gambar 7.14**. Selanjutnya, perhitungan penulangan kolom digunakan gaya-gaya maksimum dari hasil *output* program ETABS.



**Gambar 7.11** Letak kolom 150/150 As 11-B pada lantai 1



**Gambar 7.12** Potongan melintang letak kolom 150/150  
As 11-B pada lantai 1

### 7.2.1 Penulangan Lentur Kolom 150/150

Hasil analisa gaya dalam pada kolom eksterior

#### Lantai 1

**Tabel 7.3** Gaya aksial dan momen pada kolom 150/150

Jenis beban	Axial (kNm)	Momen (kNm)
Mati	29604,8109	470,654
Hidup	4792,5753	115,1216
Kombinasi beban		
0,9 D + 1 RSP X Max	24678,7642	665,473
0,9 D + 1 RSP X Min	28609,8954	1187,8687



0,9 D + 1 RSPY Max	25977,7869	524,9911
0,9 D + 1 RSPY Min	27310,8727	558,8613
1,2 D + 1 L + 1 RSPX Max	42283,914	1344,6081
1,2 D + 1 L + 1 RSPY Max	40984,8913	781,3089
1,4 D	41446,7353	658,9156
1,2 D + 1,6 L	44955,629	755,426

Berdasarkan kombinasi pada **Tabel 7.4**, maka kolom lantai 1 ini cukup diberi tulangan memanjang(longitudinal) sebanyak 48D25 ( $\rho = 1,09\%$ ) seperti pada hasil perhitungan dengan program bantu PCACOL v.3.64. pada **Gambar 7.15**

$\rho = 1,09\%$  telah sesuai dengan syarat *SNI 03-2847-2002 pasal 12.9* yaitu antara 1% - 6% telah terpenuhi.



**Gambar 7.13** Diagram interaksi kolom interior 150/150 lantai 1

Dari diagram interaksi kolom yang direncanakan dengan program bantu PCACOL didapatkan hasil output :

Rasio Tulangan Longitudinal = 1,09 %

Penulangan 48D25 ( $A_s = 23550 \text{ mm}^2$ )

$A_g = 1,96 \times 10^6 \text{ mm}^2$

$I_x = 3,2 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

$I_y = 3,2 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

Komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang tidak melebihi  $A_g \cdot f_c / 10$ , harus memenuhi ketentuan pada *SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.2.1 dan 23.3.4*. Spasi sengkang di seluruh panjang komponen struktur tidak boleh melebihi  $d/2$ . Sedangkan bila komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi  $A_g \cdot f_c / 10$ , harus memenuhi ketentuan pada *SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4, 23.4.5 dan 23.5.2.1*

**$P_u = 1,2D + 1,6L = 44955,63 \text{ kN}$**

$A_g \cdot f_c / 10 = (1500 \times 1500) \times 50 / 10 = 11250000 \text{ N} = 11250 \text{ kN}$

$P_u > A_g \cdot f_c / 10$  maka harus memenuhi ketentuan pada *SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4, 23.4.5 dan 23.5.2.1*

## 7.2.2 Penulangan Geser Kolom 150/150

Luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang dari :

- $A_{sh} = 0,3(s \cdot h_c \cdot f_c / f_{yh}) [(A_g / A_{ch}) - 1]$
- $A_{sh} = 0,09 (s \cdot h_c \cdot f_c / f_{yh})$

Dimana  $s$  harus sesuai dengan ketentuan *SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.4.1-23.4.4.3*.

$s$  diambil terkecil dari

- $\frac{1}{4} \times b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 1500 \text{ mm} = 375 \text{ mm}$
- $6D = 6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
- $100 \leq s \leq 150 \text{ mm}$

**Diambil  $s = 100 \text{ mm}$**

**Perhitungan :**

- $A_{sh} = 0,3(s.h.c. f' c / f_{yh})[(A_g / A_{ch}) - 1]$   
 $A_{sh} = 0,3(100.[1500-40 \times 2 - (22/2) \times 2] \times 50/400) \times [(1500^2 / 1420^2) - 1]$   
 $= 1527,257 \text{ mm}^2$
- $A_{sh} = 0,09 (s.h.c. f' c / f_{yh})$   
 $A_{sh} = 0,09 (100 \times [1500 - 40 \times 2 - (22/2) \times 2] \times 50/400) = 1572,75 \text{ mm}^2$   
**(menentukan)**

**Sementara dipakai 8Ø22-100 (As = 3039,5)**

Pengekangan dipasang sepanjang lo dari dari hubungan pelat kolom (*SNI 03-2847-2002 Ps.23.4.4.4*) yaitu:

- $l_o \geq h = 1500 \text{ mm}$
- $l_o \geq 1/6. l_n = 1/6 \times (3900 - 1500) = 400 \text{ mm}$
- $l_o \geq 500 \text{ mm}$

**diambil lo = 1500 mm**

### Tulangan Transversal untuk Geser

Gaya geser rencana  $V_e$  untuk kolom harus ditentukan menggunakan gaya-gaya pada muka hubungan pelat kolom pada kolom interior dan HBK pada kolom eksterior, yaitu momen maksimum  $M_{pr}$ . Hasil ini tidak boleh kurang dari  $V_u$  hasil dari analisa struktur.

Secara konservatif  $M_{pr}$  ditentukan sebesar momen balance dari diagram interaksi pada PCACOL.

$$M_{pr} = 12830 \text{ kNm}$$

Kuat Geser di Ujung Kolom:

Gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur:

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 12830}{(3,9 - 1,5)} = 10691,67 \text{ kN}$$

$V_u$  analisa struktur (kombinasi 1,2D + 1,6L) = 134,167 kN

$V_e > V_u$  analisa struktur .. **ok**

Kekuatan geser beton untuk komponen struktur yang kena beban aksial berlaku :

$$\begin{aligned} V_c &= \left[ 1 + \frac{Pu}{14Ag} \right] \left[ \frac{\sqrt{f'c'}}{6} \right] b_w \times d \\ &= \left[ 1 + \frac{44955,63 \times 10^3}{14 \times 1500 \times 1500} \right] \left[ \frac{\sqrt{50}}{6} \right] 1500 \times 1431,5 \\ &= 5713011 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 5713011 \text{ N} = 4284759 \text{ N} = 4284,758 \text{ kN}$$

**Cek keperluan tulangan geser :**

$$V_e = 10691,67 \text{ kN} > \emptyset V_c = 4284,758 \text{ kN}$$

Kuat geser yang disumbangkan tulangan geser (begel) :

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{(V_e - \emptyset V_c)}{\emptyset} = \frac{(10691,67 - 4284,758)}{0,75} \\ &= 8542,544 \text{ kN} = 8542544,1 \text{ N} \end{aligned}$$

**Syarat :**  $V_s$  harus  $\leq V_{s \text{ max}} = 2/3 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d$

$$V_s = 8542544 \text{ N} \leq 2/3 \times \sqrt{50} \times 1500 \times 1431,5 = 9415127 \text{ N}$$

(memenuhi syarat)

Luas tulangan geser per meter panjang kolom yang diperlukan ( $A_{v,u}$ ) dihitung dengan memilih nilai terbesar dari rumus berikut :

- $A_{v,u} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d}$  ; dengan S= panjang kolom tiap 1000 mm

$$A_{v,u} = \frac{8542544 \times 1000}{400 \times 1431,5} = 14918,87 \text{ mm}^2$$

- $A_{v,u} = \frac{b \cdot S}{3f_y}$  ; dengan S= panjang kolom tiap 1000 mm

$$A_{v,u} = \frac{1500 \times 1000}{3 \times 400} = 1250 \text{ mm}^2$$

- $A_{v,u} = \frac{75 \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y}$  ; dengan S= panjang kolom tiap 1000mm

$$A_{v,u} = \frac{75 \times \sqrt{50} \times 1500 \times 1000}{1200 \times 400} = 1657,282 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai : } A_{v,u} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = 14918,87 \text{ mm}^2$$

Spasi begel(s) dihitung dengan rumus :

Direncanakan diameter tulangan geser (dp) 22 mm dengan 4 kaki

$$\bullet s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot S}{A_{v,u}} ;$$

dengan S= panjang kolom tiap 1000mm

n = jumlah kaki begel(2,3 atau 4 kaki)

dp = diameter begel dari tulangan polos,mm

$$\text{Perhitungan : } s = \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \cdot 1000}{16039,32} = 50,934 \text{ mm}$$

**Syarat s:**

- untuk  $V_s < 1/3 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$  ,maka :  
 $s \leq d/2$  dan  $s \leq 600 \text{ mm}$
- untuk  $V_s > 1/3 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$  ,maka  
 $s \leq d/4$  dan  $s \leq 300 \text{ mm}$

$$\text{Perhitungan : } 1/3 \times \sqrt{50} \times 1500 \times 1431,5 = 5061117 \text{ N}$$

$$\bullet V_s = 8542544 \text{ N} > 1/3 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Maka syarat s:

$$s \leq d/4 = 1431,5/4 = 357,875 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm}$$

**diambil s= 150 mm**

**Kontrol:**

$$A_{v,u} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} \text{ dan } s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot S}{A_{v,u}} \rightarrow s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot S}{\frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d}}$$

$$V_s = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \times 400 \times 1431,5}{150}$$

$$= 8702146 \text{ N}$$

$$\phi V_s = 0,75 \times 8702146 \text{ N} = 6526609 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_s) = 4284759 \text{ N} + 6526609 \text{ N} = 10811368 \text{ N}$$

10811368 N >  $V_e = 10691667$  N (memenuhi syarat)

- Sementara dipakai **4Ø22-150**
- Dibandingkan dengan tulangan confinement ( $A_{sh}$ ),  
**8Ø22-100**

Kemudian dipilih yang memakai tulangan transversal lebih banyak.

**Jadi kolom 150/150 interior Lantai 1 digunakan tulangan geser 8Ø22 – 100mm**

### Panjang Sambungan Lewatan Vertikal Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan ditengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan dari *SNI 03-2847-2002 Ps.14.2.2 Tabel 11* - Panjang penyaluran batang ulir dan kawat ulir, yang dihitung dengan rumus :

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})}$$

Dimana :

Nilai  $\frac{(c + K_{tr})}{d_b}$  tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5.

$\alpha$  = 1,0 (faktor lokasi penulangan)

$\beta$  = 1,0 (faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis)

$\gamma$  = 1,0 (faktor ukuran batang tulangan ; D25)

$\lambda$  = 1,0 (faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$c$  = spasi atau dimensi selimut beton, mm

$K_{tr}$  = indeks tulangan transversal, diasumsikan  $K_{tr} = 0$

$$c = 40 + 22 + 25/2 = 74,5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{1500 - 2(40 + 22) - (11 \times 25)}{(11 - 1) \times 2} = 55,05 \text{ mm (menentukan)}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{55,05 + 0}{25} = 2,202 < 2,5 \text{ OK .....(SNI 03-2847-2002}$$

Ps.14.2.3)

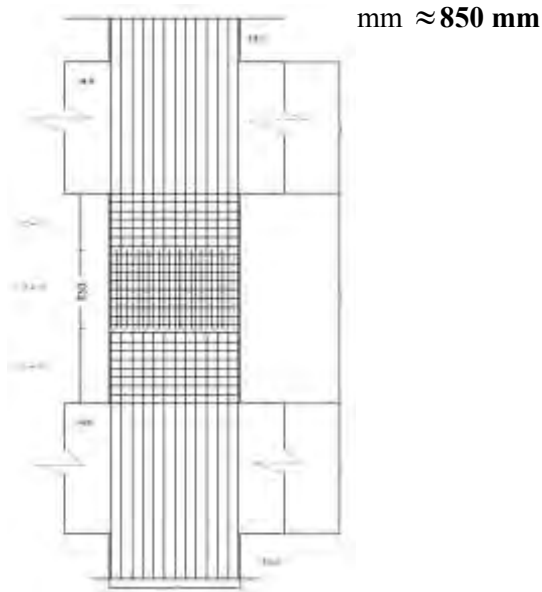
$$\text{Diambil } \frac{c + K_{tr}}{d_b} = 2,202$$

$$\text{Jadi } \frac{l_d}{d_b} = \frac{9 \times f_y}{10 \times \sqrt{f'_c}} \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{(c + K_{tr})} = \frac{9 \times 400}{10 \times \sqrt{50}} \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,202} = 23,121$$

$$l_d = 23,121 \times d_b = 23,121 \times 25 \text{ mm} = 578,02 \text{ mm}$$

Karena seluruh tulangan pada panjang lewatan disambung, maka sambungan lewatan termasuk kelas B (SNI 03-2847-2002 Ps.14.15.1).

$$\text{Panjang lewatan} = 1,3 \times l_d$$



**Gambar 7.14** Sambungan lewatan Kolom

### 7.3 Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertikal dan dalam menyediakan tahanan lateral, dinding geser menerima tekuk maupun geser. Untuk dinding seperti itu, geser maksimum  $V_u$  dan momen maksimum  $M_u$  terjadi pada dasar dinding. Jika tegangan lentur diperhitungkan, besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial  $N_u$  (kombinasi aksial lentur).

Dalam struktur bangunan ini terdapat 1 model sectional dinding geser, yaitu tipe L. Dengan tebal masing-masing tipe 60 cm. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser L lantai 1 karena berdasarkan hasil analisa ETABS mempunyai gaya dalam paling maksimum. Selanjutnya, perhitungan penulangan shearwall yang lain mengikuti penulangan shearwall L.

Data perencanaannya sebagai berikut :

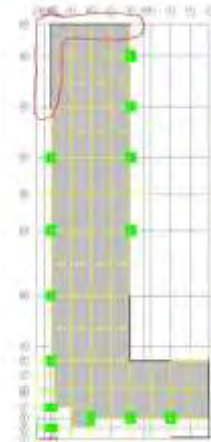
Mutu beton ( $f_c'$ ) = 50 Mpa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 Mpa

Tebal dinding geser = 60 cm

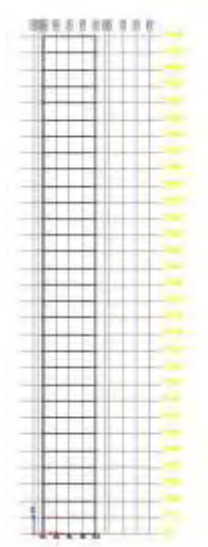
Tinggi dinding geser = 117 m

Tebal selimut beton = 40 mm

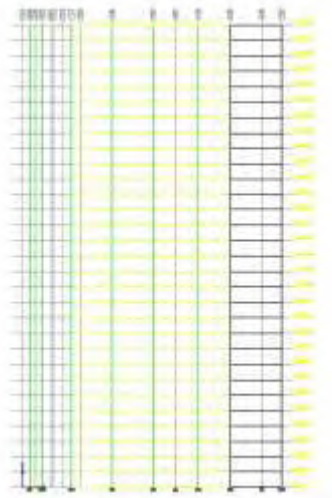


**Gambar 7.15** Denah lokasi shearwall

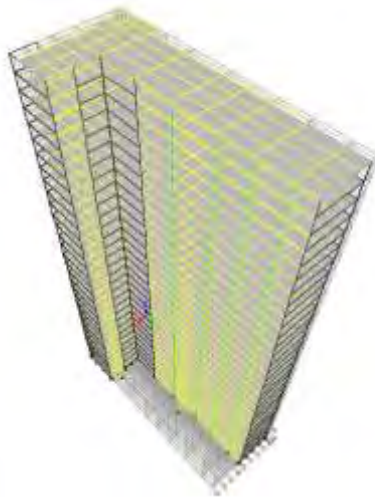




**Gambar 7.16** Potongan melintang lokasi shearwall as B



**Gambar 7.17** Potongan memanjang lokasi shearwall as 1



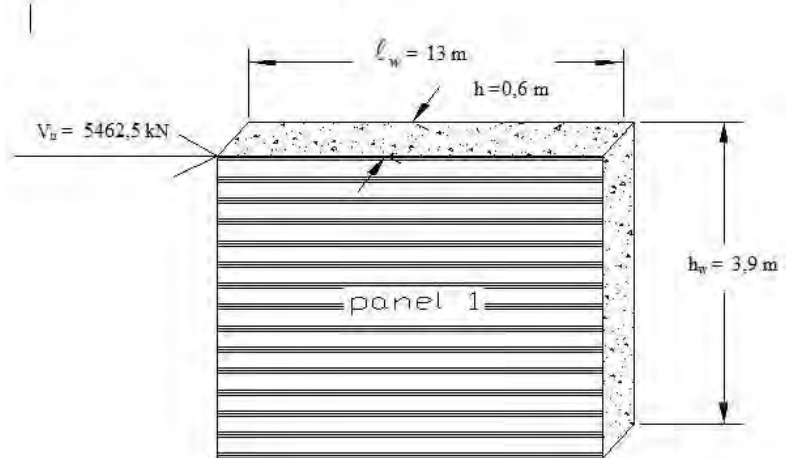
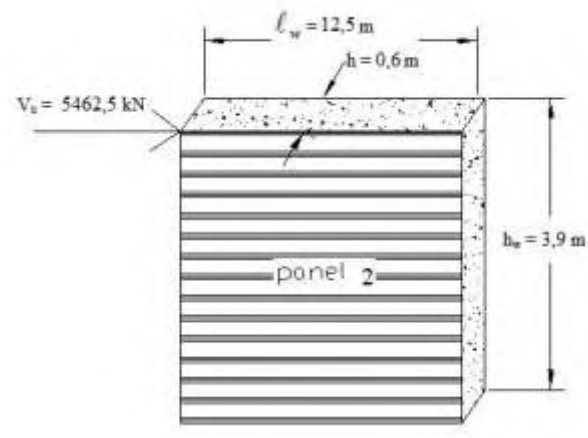
**Gambar 7.18** Tampilan 3D lokasi shearwall tipe L

### **7.3.1 Penulangan Geser Shear Wall L (Siku)**

Dinding geser harus mempunyai tulangan geser horisontal dan vertikal. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser L lantai 1 (panel 1 dan 2) . Dari hasil analisis struktur dengan Etabs 2013 didapatkan kombinasi beban maksimum :

**Tabel 7.4** Pembebanan dinding geser tipe siku dalam pemodelan sectional L (Siku) pada lantai 1

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	Siku 1	Dead	Top	-91151,1	125,1173	297,165	-1190,97	35193,18	-45725
Story1	Siku 1	Dead	Bottom	-92557,1	125,1173	297,165	-1190,97	36352,12	-45237
Story1	Siku 1	Live	Top	-10655,4	30,4614	69,2722	-295,595	9313,158	-10273,9
Story1	Siku 1	Live	Bottom	-10655,4	30,4614	69,2722	-295,595	9583,32	-10155,1
Story1	Siku 1	RSPX Max	Top	9765,571	2355,294	5036,633	16472,17	266365,1	136316,4
Story1	Siku 1	RSPX Max	Bottom	9765,571	2356,163	5038,45	16473,2	284198,8	141978,9
Story1	Siku 1	RSPY Max	Top	14182,59	5926,653	2451,888	20208,71	146748,4	286331,6
Story1	Siku 1	RSPY Max	Bottom	14182,59	5928,939	2452,568	20209,01	154662	307606,2
Story1	Siku 1	0,9 D + 1 RSP X Max	Top	-72270,4	2467,9	5304,081	15400,29	298039	95163,87
Story1	Siku 1	0,9 D + 1 RSP X Max	Bottom	-73535,8	2468,768	5305,898	15401,33	316915,8	101265,5
Story1	Siku 1	0,9 D + 1 RSP X Min	Top	-91801,6	-2242,69	-4769,18	-17544	-234691	-177469
Story1	Siku 1	0,9 D + 1 RSP X Min	Bottom	-93067	-2243,56	-4771	-17545,1	-251482	-182692
Story1	Siku 1	0,9 D + 1 RSPY Max	Top	-67853,4	6039,259	2719,336	19136,84	178422,3	245179,1
Story1	Siku 1	0,9 D + 1 RSPY Max	Bottom	-69118,8	6041,544	2720,016	19137,13	187378,9	266892,9
Story1	Siku 1	0,9 D + 1 RSPY Min	Top	-96218,6	-5814,05	-2184,44	-21280,6	-115075	-327484
Story1	Siku 1	0,9 D + 1 RSPY Min	Bottom	-97484	-5816,33	-2185,12	-21280,9	-121945	-348320
Story1	Siku 1	1,2 D + 1 L + 1 RSPX Max	Top	-110271	2535,897	5462,503	14747,41	317910,1	71172,49
Story1	Siku 1	1,2 D + 1 L + 1 RSPX Max	Bottom	-111958	2536,765	5464,32	14748,44	337404,7	77539,34
Story1	Siku 1	1,2 D + 1 L + 1 RSPX Min	Top	-129802	-2174,69	-4610,76	-18196,9	-214820	-201460
Story1	Siku 1	1,2 D + 1 L + 1 RSPX Min	Bottom	-131490	-2175,56	-4612,58	-18198	-230993	-206418
Story1	Siku 1	1,2 D + 1 L + 1 RSPY Max	Top	-105854	6107,255	2877,758	18483,95	198293,4	221187,7
Story1	Siku 1	1,2 D + 1 L + 1 RSPY Max	Bottom	-107541	6109,541	2878,438	18484,25	207867,8	243166,7
Story1	Siku 1	1,2 D + 1 L + 1 RSPY Min	Top	-134219	-5746,05	-2026,02	-21933,5	-95203,4	-351475
Story1	Siku 1	1,2 D + 1 L + 1 RSPY Min	Bottom	-135907	-5748,34	-2026,7	-21933,8	-101456	-372046
Story1	Siku 1	1,4 D	Top	-127612	175,1643	416,0309	-1667,36	49270,45	-64015
Story1	Siku 1	1,4 D	Bottom	-129580	175,1643	416,0309	-1667,36	50892,97	-63331,8
Story1	Siku 1	1,2 D + 1,6 L	Top	-126430	198,8791	467,4335	-1902,12	57132,87	-71308,2
Story1	Siku 1	1,2 D + 1,6 L	Bottom	-128117	198,8791	467,4335	-1902,12	58955,86	-70532,6

**Panel 1****Gambar 7.19** Dimensi panel 1 shearwall L**Panel 2****Gambar 7.20** Dimensi panel 2 shearwall L

### 7.3.2 Gaya Geser Rencana Dinding Geser

Sedikitnya harus dipakai 2 lapis tulangan bila gaya geser di dalam bidang dinding diantara 2 komponen batas melebihi :

$1/6 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$  ,dimana  $A_{cv}$  adalah luas netto yang dibatasi oleh tebal dan panjang penampang dinding (*SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.2.2*)

#### Panel 1

$$\begin{aligned} V_u &= 5462,503 \text{ kN} < 1/6 \times (600 \times 13000) \times \sqrt{50} \\ &= 9192388 \text{ N} = 9192,388 \text{ kN} \dots\dots \text{tdk ok} \end{aligned}$$

Meskipun kurang dari maka tetap pakai 2 Lapis Tulangan

#### Panel 2

$$\begin{aligned} V_u &= 5462,503 \text{ kN} > 1/6 \times (300 \times 12500) \times \sqrt{50} \\ &= 8838835 \text{ N} = 8838,835 \text{ kN} \dots\dots \text{tdk ok} \end{aligned}$$

Meskipun kurang dari maka tetap pakai 2 Lapis Tulangan

### 7.3.3 Batas Kuat Geser Dinding Geser

Batas kuat geser Dinding Geser sesuai Pasal 23.6.4.4 adalah  $2/3 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$

#### Panel 1

$$\begin{aligned} \phi 2/3 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} &= 0,55 \times 2/3 \times (600 \times 13000) \times \sqrt{50} \\ &= 20223254 \text{ N} \\ &= 20223,25 \text{ kN} > V_u = 5462,503 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{ok} \end{aligned}$$

#### Panel 2

$$\begin{aligned} \phi 2/3 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} &= 0,55 \times 2/3 \times (300 \times 12500) \times \sqrt{50} \\ &= 29168155 \text{ N} \\ &= 29168,15 \text{ kN} > V_u = 5462,503 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{ok} \end{aligned}$$

### 7.3.4 Penulangan Geser Horizontal

Menurut *SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.4.1* bila  $hw/lw > 2$  maka kuat geser nominal  $V_n$  untuk dinding geser tidak boleh lebih dari

$$V_n = .A_{cv} \cdot [1/6 \cdot \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y]$$

dimana :

$\rho_n$  adalah rasio luas tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus  $A_{cv}$ . Rasio tulangan di arah vertikal dan horizontal harus tidak boleh kurang dari 0,0025 dan  $s \leq 450$  mm (*SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.2.1*)

#### Panel 1

$$hw/lw = 117 \text{ m} / 13 \text{ m} = 9 > 2 \rightarrow \alpha_c = 1/6$$

dengan memakai tulangan geser terpasang 2Ø12 ( $A_s = 226,19 \text{ mm}^2$ )

dan  $s = 100 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$  maka akan diperoleh:

$$\rho_n = A_s / (h \times s) = 226,19 / (600 \times 100) = 0,00376 > 0,0025 \text{ ..OK}$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} \cdot [\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y] \\ &= (600 \times 13000) \times [1/6 \times \sqrt{50} + 0,00376 \times 400] \\ &= 20950387 \text{ N} = 20950,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_n = 20950,39 \text{ kN} > V_u = 5462,503 \text{ kN} \text{ ...OK}$$

**Dipakai 2 lapis Ø12 mm tulangan horizontal dengan  $s = 100$  mm**

#### Panel 2

$$hw/lw = 117 \text{ m} / 12,5 \text{ m} = 9,36 > 2$$

dengan memakai tulangan geser terpasang 2Ø12 ( $A_s = 226,19 \text{ mm}^2$ ) dan  $s = 100 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$  maka akan diperoleh:

$$\rho_n = A_s / (h \times s) = 226,19 / (600 \times 100) = 0,00376 > 0,0025 \text{ ..OK}$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} \cdot [\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y] \\ &= (600 \times 12500) \times [1/6 \times \sqrt{50} + 0,00376 \times 400] \\ &= 20142835 \text{ N} = 20142,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_n = 20142,83 \text{ kN} > V_u = 5462,503 \text{ kN} \text{ ...OK}$$

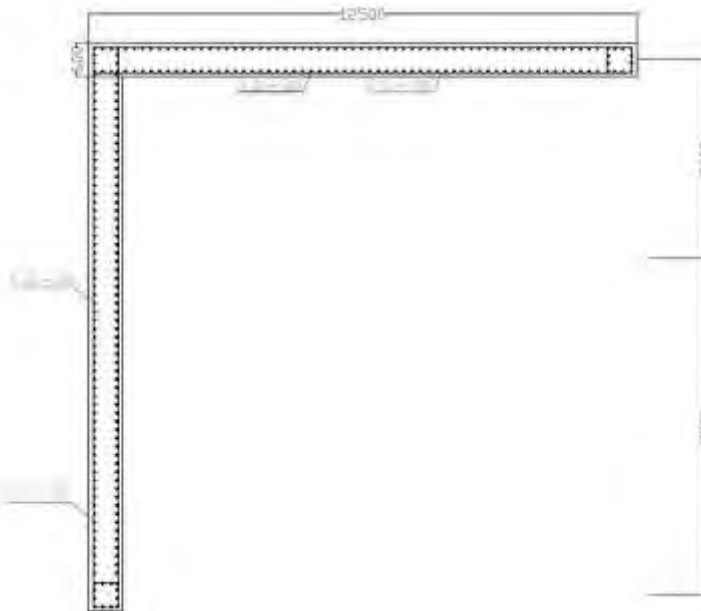
**Dipakai 2 lapis Ø12 mm tulangan horizontal dengan  $s = 100$  mm**

### 7.3.5 Penulangan Geser Vertikal

Bila  $h_w/l_w < 2,0$  maka rasio tulangan vertikal ( $\rho_v$ ) harus tidak boleh lebih kecil dari  $\rho_h$  (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.4.3). Mengingat  $h_w/l_w$  dari panel 3 dan 4 lebih besar dari 2, maka  $\rho_v$  dipakai rasio tulangan minimum = 0,0025.

Jadi tulangan vertikal perlu pada dinding =  $0,0025 \times 600 \times 1000 = 1500 \text{ mm}^2/\text{m}^2$ . Bila dipakai 2 lapis tulangan  $\text{Ø}12$  ( $A_s=226,19 \text{ mm}^2$ ) dan  $s = 100 \text{ mm} < s$  yang diijinkan = 450 mm,

maka  $\rho_v = A_s / (h \times s) = 226,19 / (600 \times 100) = 0,0037 > 0,0025$  ..ok  
**Maka dipakai 2 lapis  $\text{Ø}12$  mm tulangan vertikal dengan  $s = 100 \text{ mm}$**



**Gambar 7.21** Penulangan shearwall L



**Gambar 7.22** Diagram interaksi desain kekuatan Shear Wall

### 7.3.6 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan jika kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall melebihi  $0,2 f'c$  ( $0,2 \times 50 = 10$  Mpa) *SNI 03-2847-2002*

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{A_c} > 0,2f'c$$

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{A_c}$$

$$= \frac{(307606204,3)}{[(\frac{1}{6} \times 600 \times 13000^2) + (\frac{1}{6} \times 600 \times 11900^2)]} + \frac{(135907000)}{[600 \times 13000 + 600 \times 11900]}$$

$$= 9,106 \text{ Mpa} < 10 \text{ Mpa}$$

$$c > \frac{\ell_w}{600(\delta_u / h_w)}, \text{ dengan } \frac{\delta_u}{h_w} > 0,007$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{80}{117000} = 0,0006 < 0,007, \text{ maka dipakai } \frac{\delta_u}{h_w} = 0,007$$



$$\frac{\ell_w}{600(\delta_u / h_w)} = \frac{(13000)}{600 \times 0,007} = 3095,24 \text{ mm}$$

Dari diagram interaksi pada gambar 7.12 didapatkan :

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,687 \\ A_s &= 138720 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Sehingga :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' b} = \frac{(138720)(400)}{0,85 \cdot (50)(1000)} = 1305,6 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{a}{0,687} = \frac{1305,6}{0,687}$$

$$= 1900,436 \text{ mm} < \frac{\ell_w}{600(\delta_u / h_w)} = 3095,24 \text{ mm}$$

Karena syarat kebutuhan komponen batas tidak terpenuhi, maka tidak diperlukan komponen pembatas.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB VIII**

### **PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH**

#### **8.1 Umum**

Pondasi merupakan elemen struktur yang meneruskan reaksi terpusat dari kolom dan atau dinding geser ataupun beban-beban lateral dari dinding penahan tanah, ke tanah tanpa terjadinya penurunan tak sama (*differential settlement*) pada sistem strukturnya, juga tanpa terjadinya keruntuhan pada tanah.

Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang stabil, aman, ekonomis dan efisien.

#### **8.2 Data Tanah**

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah ditempat akan dibangunnya gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah maka dapat diketahui dan direncanakannya kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi. Data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah di daerah Padang dan sekitarnya. Adapun data tanah yang didapat meliputi data penyelidikan tanah hasil sondir & boring yang dilakukan pada 3 titik pengujian dapat dilihat pada lampiran.

### 8.3 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang

#### 8.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

#### 8.3.2 Metode Perhitungan

Data perhitungan ini menggunakan data SPT yang diambil dari lapangan. Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode “Luciano Decourt” dengan rumus :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_p$  = resistance ultimate didasar pondasi

$Q_s$  = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot k) A_p$$

Dimana :

$N_p$  = harga rata-rata SPT disekitar  $4B$  atau hingga  $4B$  dibawah dasar tiang pondasi, dengan

$B$  = diameter tiang

$K$  = koefisien karakteristik tanah

$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$  (untuk lempung)

20 t/m<sup>2</sup> = 196 kPa (untuk lanau berlempung)

25 t/m<sup>2</sup> = 245 kPa (untuk lanau berpasir)

40 t/m<sup>2</sup> = 392 kPa ( untuk pasir)

$A_p$  = luas penampang dasar

$q_p$  = tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1)A_s$$

Dimana :

$q_s$  = tegangan akibat lekatan lateral (t/m<sup>2</sup>)

$N_s$  = harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam  
dengan batasan  $3 < N < 50$

$A_s$  = keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

$$Q_u = Q_L/SF = Q_L/3$$

Dimana :

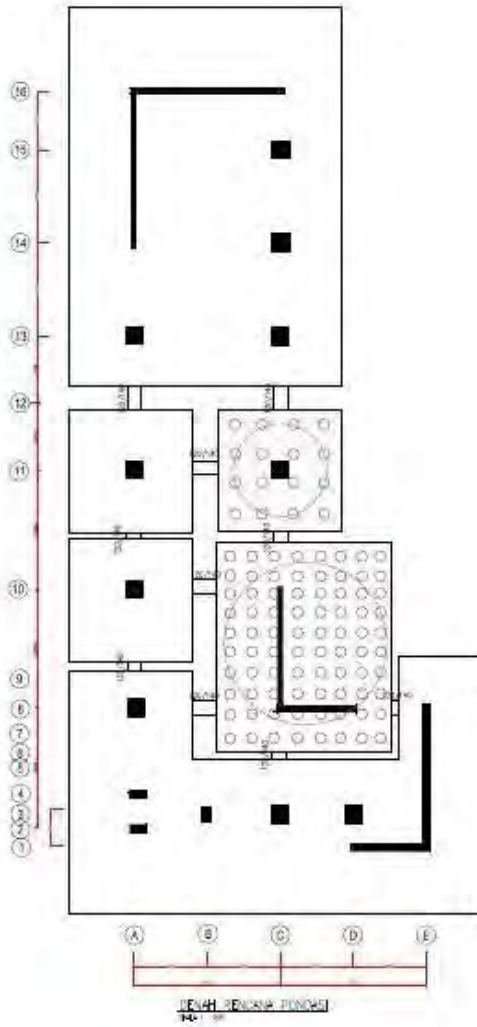
$Q_u$  = daya dukung ultimate (daya dukung ijin)

$Q_L$  = daya dukung tanah maximum

SF = 3 (faktor keamanan)

#### **8.4 Perancangan Pondasi Tiang Pancang**

Dalam bab ini akan direncanakan dua jenis pondasi, yaitu pondasi kolom dan pondasi untuk shearwall.



**Gambar 8.1** Denah rencana pondasi

#### **8.4.1 Perencanaan Pondasi Kolom As 11-B**

Untuk perancangan pondasi kolom diambil gaya-gaya dalam paling maksimum pada kolom lantai 1. Sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan tipikal.

Dari analisa struktur ETABS v.9.71 pada kaki kolom dengan kombinasi **1,0D+1,0L** didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$$P_n : 4735042 \text{ kg}$$

$$M_{ux} : 17762,7 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} : 77263,7 \text{ kgm}$$

$$H_x : 50254,4 \text{ kg}$$

$$H_y : 13482,8 \text{ kg}$$

Direncanakan menggunakan tiang pancang :

$$\text{Diameter tiang pancang } (D) = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang tiang pancang} = 34 \text{ m}$$

#### **Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal**

**Tabel 8.1** Hasil analisa data N-SPT untuk pondasi kolom

Depth (m)	Ap (m <sup>2</sup> )	As (m <sup>2</sup> )	N	Np	Ns	K	Qp (ton)	Qs (ton)	Qj (ton)	Q (jin)	n tiang
0	0,785	0	0	1,75	3	12	16,485	0	16,485	5,495	861,7001
1	0,785	3,14	0	3,75	3	12	35,325	6,28	41,605	13,86833	341,4284
2	0,785	6,28	0	4,5	3	12	42,39	12,56	54,95	18,31667	258,51
3	0,785	9,42	7	5,1	7	20	80,07	31,4	111,47	37,15667	127,4345
4	0,785	12,56	7,5	5,611111111	7,5	20	88,09444	43,96	132,0544	44,01815	107,5702
5	0,785	15,7	8	6,222222222	8	20	105,5389	57,56667	163,1056	54,36852	87,09162
6	0,785	18,84	9	7,777777778	9	20	122,1111	75,36	197,4711	65,8237	71,93522
7	0,785	21,98	9,3	8,777777778	9,3	20	137,8111	90,118	227,9291	75,97637	62,32256
8	0,785	25,12	9,7	9,111111111	9,7	20	143,0444	106,3413	249,3858	83,12859	56,96045
9	0,785	28,26	10	9,555555556	10	20	150,0222	122,46	272,4822	90,82741	52,13231
10	0,785	31,4	9,5	10,11111111	9,5	20	158,7444	130,8333	289,5778	96,52593	49,05462
11	0,785	34,54	9	10,66666667	9	20	167,4667	138,16	305,6267	101,8756	46,47869
12	0,785	37,68	10	11,18888889	10	20	175,6656	163,28	338,9456	112,9819	41,90976
13	0,785	40,82	11,5	11,64444444	11,5	20	182,8178	197,2967	380,1144	126,7048	37,37066
14	0,785	43,96	13	12,02222222	13	20	188,7489	234,4533	423,2022	141,0674	33,56581
15	0,785	47,1	14	12,43333333	14	12	117,122	266,9	384,022	128,0073	36,9904
16	0,785	50,24	14	12,87777778	14	12	121,3087	284,6933	406,002	135,334	34,98782
17	0,785	53,38	13,8	13,32222222	13,8	12	125,4953	298,928	424,4233	141,4744	33,46924
18	0,785	56,52	13,4	13,71111111	13,4	12	129,1587	308,976	438,1347	146,0449	32,42183
19	0,785	59,66	13,2	14,04444444	13,2	12	132,2987	322,164	454,4627	151,4876	31,25697
20	0,785	62,8	13	14,37777778	13	12	135,4387	334,9333	470,372	156,7907	30,19977
21	0,785	65,94	14	14,82222222	14	12	139,6253	373,66	513,2853	171,0951	27,67491
22	0,785	69,08	15	14,84444444	15	12	139,8347	414,48	554,3147	184,7716	25,62647
23	0,785	72,22	16	14,68888889	16	12	138,3693	457,3933	595,7627	198,5876	23,8436
24	0,785	75,36	17	14,33333333	17	12	135,02	502,4	637,42	212,4733	22,28535
25	0,785	78,5	18	13,77777778	18	20	216,3111	549,5	765,8111	255,2704	18,54913
26	0,785	81,64	14	13	14	20	204,1	462,6267	666,7267	222,2422	21,30577
27	0,785	84,78	12	12,05555556	12	20	189,2722	423,9	613,1722	204,3907	23,16662
28	0,785	87,92	10	10,94444444	10	20	171,8278	380,9867	552,8144	184,2715	25,69601
29	0,785	91,06	8	11,27777778	8	20	177,0611	333,8867	510,9478	170,3159	27,80152
30	0,785	94,2	7	13,22222222	7	20	215,4389	314	529,4389	176,4796	26,83053
31	0,785	97,34	6,5	18,27777778	6,5	12	172,1767	308,2433	480,42	160,14	29,56814
32	0,785	100,48	6	23,61111111	6	12	222,4167	301,44	523,8567	174,6189	27,11644
33	0,785	103,62	20	30,27777778	20	12	285,2167	794,42	1079,637	359,8789	13,15732
34	0,785	106,76	40	38,27777778	40	12	360,5767	1530,227	1890,803	630,2678	7,512747
35	0,785	109,9	55	46,38888889	50	12	436,9833	1941,567	2378,55	792,85	5,972179
36	0,785	113,04	60	54,55555556	50	12	513,9133	1997,04	2510,953	836,9844	5,657264
37	0,785	116,18	70	62,77777778	50	12	591,3667	2052,513	2643,88	881,2933	5,372833
38	0,785	119,32	80	69,44444444	50	12	654,1667	2107,987	2762,153	920,7178	5,142773
39	0,785	122,46	80	73,125	50	12	688,8375	2163,46	2852,298	950,7658	4,98024
40	0,785	125,6	80	75,7142857	50	12	713,2286	2218,933	2932,162	977,3873	4,844592
41	0,785	128,74	80	78,33333333	50	12	737,9	2274,407	3012,307	1004,102	4,715697
42	0,785	131,88	80	80	50	12	753,6	2329,88	3083,48	1027,827	4,606849

Berdasarkan tabel hasil N-SPT :

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 100 cm pada kedalaman 34 m (tanah keras) adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 630,27 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 100 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

Diameter = 100 cm



$$P_{\text{tiang wika}} = 614 \text{ ton (Class-A1, produksi PT.WIKA) (menentukan)}$$

$$P_{\text{ijin}} = 614 \text{ ton}$$

### Daya Dukung Tiang Kelompok

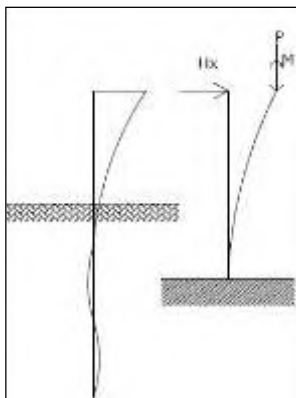
Untuk menentukan jumlah tiang yang diperlukan dalam menahan beban reaksi kolom dapat dihitung dengan pendekatan jumlah tiang perlu adalah beban aksial ultimate dasar kolom (Hasil dari analisa struktur dengan program bantu Etabs 2013) dibagi dengan daya dukung ijin satu tiang.

Jumlah tiang yang minimum yang diperlukan

$$n = \frac{P_n}{p_{\text{ijin}}} = \frac{4735,042}{614} = 7,513 \approx 8 \text{ tiang}$$

Dengan adanya beban akibat gaya lateral maka dicoba dengan 16 tiang pancang dengan susunan 4 x 4.

### Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



**Gambar 8.2** Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah

terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$$\begin{aligned} L_e &= \text{panjang penjepitan} \\ &= 3 \times 1,0 \text{ m} = 3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } L_e = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_y &= L_e \times H_y \\ &= 3 \times 13482,8 \text{ kg} \\ &= 40448,34 \text{ kgm} \\ &= 40,448 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{40,448}{16} = 2,528 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_y &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 2,528 \text{ tm} &< 29 \text{ tm} \dots\dots \mathbf{ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= L_e \times H_x \\ &= 3 \times 50254,4 \text{ kg} \\ &= 150763,26 \text{ kgm} \\ &= 150,763 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{150,763}{16} = 9,423 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_x &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 9,423 \text{ tm} &< 29 \text{ tm} \dots\dots \mathbf{ok} \end{aligned}$$

**Perhitungan jarak antar tiang pancang :**

$$\begin{aligned} 2,5 D \leq S \leq 3 D \text{ dimana: } S &= \text{jarak antar tiang pancang} \\ 2,5 \cdot 100 \leq S \leq 3 \cdot 100 \quad S_1 &= \text{jarak tiang pancang ke tepi} \\ 250 \leq S \leq 300 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } S_x = 250 \text{ cm} \ \& \ S_y = 250 \text{ cm}$$

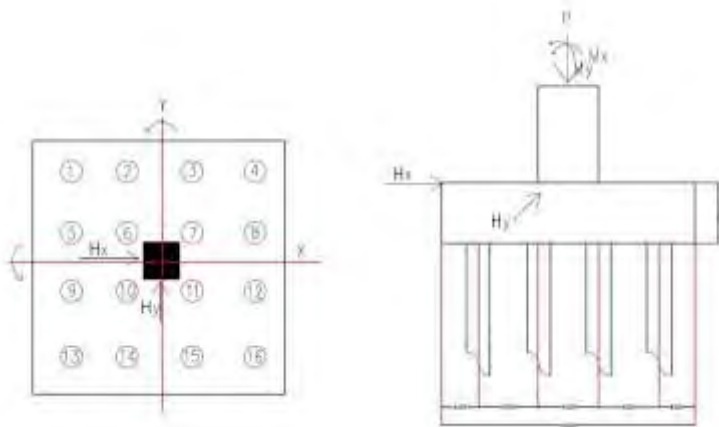
**Perhitungan jarak tiang pancang ke tepi poer :**

$$1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1,5.100 \leq S_1 \leq 2.100$$

$$150 \leq S_1 \leq 200$$

Dipakai  $S_1 = 150 \text{ cm}$



**Gambar 8.3** Pengaturan jarak tiang pancang pondasi kolom As 11-B

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi ( $C_e$ ). Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

$D$  = diameter tiang pancang

$S$  = jarak antar tiang pancang

$m$  = jumlah baris tiang pancang dalam group = 4

$n$  = jumlah kolom tiang pancang dalam group = 4

**Perhitungan :**

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arctg} \left( \frac{1000}{2500} \right) \left( \frac{((4-1) \times 4) + ((4-1) \times 4)}{90 \times 4 \times 4} \right) \right\} = 0,9936$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin\ grup} &= \eta \times Q_{ijin\ 1tiang} \times n \\ &= 0,636 \times 614000 \text{ kg} \times 16 \\ &= 6252571,99 \text{ kg} \\ &= 6252,572 \text{ ton} > P_u = 4735 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horisontal :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

$P_i$  = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

$y_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

$x_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

$$\sum x_i^2 = (4 \times 2) \cdot (1,25)^2 + (4 \times 2) \cdot (1,25 + 2,5)^2 = 125 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = (4 \times 2) \cdot (1,25)^2 + (4 \times 2) \cdot (1,25 + 2,5)^2 = 125 \text{ m}^2$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_y \times t_{poer}) = 17762,7 + (13482,8 \times 2,5) \\ &= 51470 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_{uy} + (H_x \times t_{poer}) = 77263,7 + (50254,4 \times 2,5) \\ &= 202900 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom} &= 4735042,28 \text{ kg} \\ \text{b. Berat poer} &= 10,5 \times 10,5 \times 2,5 \times 2400 = 661500 \text{ kg} + \\ &\text{Berat total } (\Sigma V) = 5396542,28 \text{ kg} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$P_{\max} = \frac{5396542,28}{16} + \frac{51470 \times 1,5}{125} + \frac{202900 \times 1,5}{125} = 340336 \text{ kg}$$

Jadi beban maksimal yang diterima 1 tiang adalah 340336 Kg

$$\begin{aligned} P_{maks} &= 340336 \text{ kg} < Q_{\text{all}} = 614000 \times 0,636 \\ &= 401140 \text{ kg} \dots \dots \dots \text{ok} \end{aligned}$$

#### 8.4.1.1 Perencanaan Poer Kolom

Pada penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q. perhitungan gaya dalam pada poer diperoleh dengan mekanika statis tertentu.

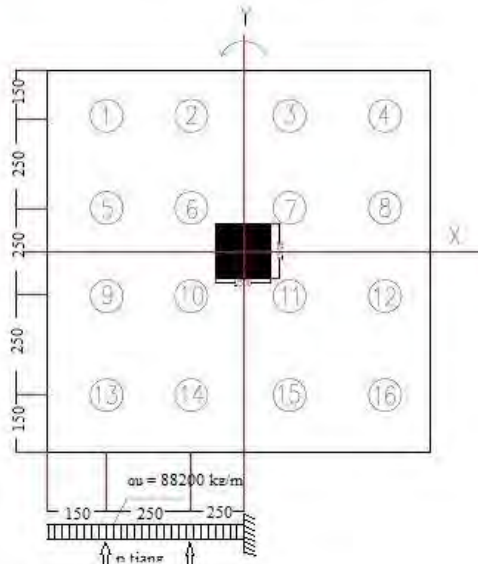
Data-data perencanaan :

- Dimensi poer ( B x L ) = 10500 x 10500 mm
- Tebal poer ( t ) = 2500 mm
- Diameter tulangan utama = D 19 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm
- Tinggi efektif balok poer
  - Arah x (  $d_x$  ) = 2500 - 40 -  $\frac{1}{2} \cdot 19$  = 2450,5 mm
  - Arah y (  $d_y$  ) = 2500 - 40 - 19 -  $\frac{1}{2} \cdot 19$  = 2431,5 mm

#### Penulangan Poer

$$\text{Berat poer } (q_u) = 1,4 \times (10,5 \times 2,5 \times 2400) = 88200 \text{ kg/m}^2$$

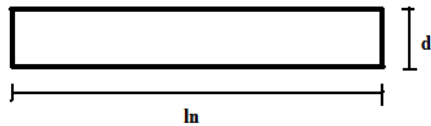
$$P_t = 2P_{\max} = 2 \times 340336 \text{ kg} = 680673 \text{ kg}$$



**Gambar 8.4** Pembebanan poer kolom as 11-B (arah sumbu x)

$$L_n/d < 5$$

$$10,5/2,45 = 4,28 < 5$$



sehingga merupakan struktur lentur tinggi (SNI 03-2847-2002 Ps. 13.8.1)

$$\phi V_c = 0,75 \left[ \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \right] \text{ (SNI 03-2847-2002 Ps. 13.8.6)}$$

$$= 0,75 \left[ \frac{1}{6} \sqrt{50} \times 5250 \times 2450,5 \right]$$

$$= 11371,27 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l_n$$

$$= \frac{1}{2} \times 88200 \times 10,5$$

$$= 463050 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$ , sehingga perlu tulangan geser

- Cek tulangan geser maksimum yang diijinkan

$$V_n = \frac{1}{18} \left[ 10 + \frac{l_n}{d} \right] \sqrt{f'_c} b_w d \dots\dots\dots (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ Ps. } 13.8.4)$$

$$= \frac{1}{18} \left[ 10 + \frac{10500}{2450,5} \right] \sqrt{50} \times 5250 \times 2450,5$$

$$= 72194,129 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 72194,129$$

$$= 54145,5969 \text{ kN}$$

- Tulangan yang diperlukan

$$\frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \left\{ \frac{A_v}{s} \left[ \frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right] - \frac{A_{vh}}{s_2} \left[ \frac{11 - \frac{l_n}{d}}{12} \right] \right\} f_y d$$

$$\frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{463050 - 11371,27}{0,75 (400)(2450,5)} = 0,6144$$

$$A_{vh} = 0,0025 b_w s_2 \dots\dots\dots (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ Ps. } 13.8.10)$$

$$= 0,0025 \times 5250 \times 350$$

$$= 2144,1875 \text{ mm}^2 / (0,35)\text{m}$$

$$S_2 \leq \frac{d}{3} = \frac{2450,5}{3} = 816,33 \text{ mm} < 1000 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan arah horizontal **D19-350**

$$\frac{A_{vh}}{s_2} = \frac{3 (283,5)}{500} = 1,701 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_v}{s_2} \left[ \frac{1+2,6}{12} \right] + 1,701 \left[ \frac{11-2,6}{12} \right] = 1,7 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_v}{s} = 9,2 \text{ mm}^2$$

$$S \leq \frac{d}{5} = \frac{2450,5}{5} = 490,1 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$$

$$A_v = 9,2 \times 350 = 3220 \text{ mm}^2 / (0,35)\text{m}$$

Maka digunakan tulangan arah vertikal **D19-350**

### 8.4.1.2 Kontrol Geser Pons Kolom

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\bullet V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

Ps.13.12.2.1.a

$$\bullet V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

Ps.13.12.2.1.b

$$\bullet V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

Ps.13.12.2.c

Dengan :

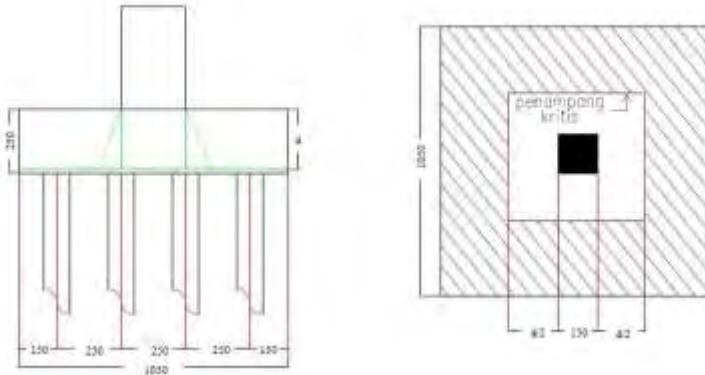
Dimensi poer : 10,50 x 10,50 x 2,5 m<sup>3</sup>

Selimit beton : 40 mm

Ø tul utama : D19

Tinggi efektif :  $d = 2500 - 40 - \frac{1}{2} \times 19 = 2450,5 \text{ mm}$





**Gambar 8.5** Penampang kritis poer kolom as 11-B

dimana :

$$\beta_c = \text{rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom} \\ = \frac{1500}{1500} = 1,00$$

$$b_o = \text{keliling dari penampang kritis pada poer} \\ = 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d) \\ = 2 \times (1500 + 2450,5) + 2 \times (1500 + 2450,5) = 15802 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 40$ , untuk kolom interior

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{50} \times 15802 \times 2450,5}{6} = 136905776 \text{ N}$$

$$V_c = \left(\frac{40 \times 2450,5}{15802} + 2\right) \frac{\sqrt{50} \times 15802 \times 2450,5}{6} \\ = 374346587 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{50} \times 15802 \times 2450,5 = 91270517 \text{ N (menentukan)}$$

Diambil yang terkecil  $V_c = 91270517 \text{ N}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 91270517 \text{ N} = 68452888 \text{ N}$$

$$= 6845,289 \text{ ton} > P_{u \text{ kolom}} = 4735 \text{ ton} \dots\dots\dots \mathbf{ok}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial kolom.

### 8.4.1.3 Kontrol Geser Ponds Tiang Pancang Tepi

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\bullet V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

*Ps.13.12.2.1.a*

$$\bullet V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

*Ps.13.12.2.1.b*

$$\bullet V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \dots\dots\dots \text{SNI} \quad 03-2847-2002$$

*Ps.13.12.2.c*

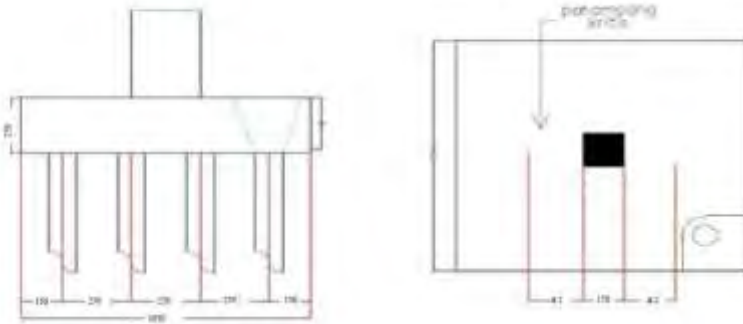
Dengan :

Dimensi poer : 10,50 x 10,50 x 2,5 m<sup>3</sup>

Selimit beton : 40 mm

Ø tul utama : D19

Tinggi efektif : d = 2500 - 40 - ½ x 25 = 2450,5 mm



**Gambar 8.6** Penampang kritis tiang pancang pondasi as 11-B

dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada pondasi tiang pancang

$$= \frac{1500}{1500} = 1,00$$

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada poer

$$\begin{aligned} &= [2\pi \times (d+D_{\text{tiang}})] \\ &= [2\pi \times (2450,5+1000)] \\ &= 21669,14 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\alpha_s$  = 40, untuk kolom interior

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1,00}\right) \frac{\sqrt{50} \times 21669,14 \times 2450,5}{6} = 187737655 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{40 \times 2450,5}{21669,14} + 2\right) \frac{\sqrt{50} \times 21669,14 \times 2450,5}{6} \\ &= 408234506 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{50} \times 21669,14 \times 2450,5 = 125158437 \text{ N (menentukan)}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 125158437 \text{ N} = 93868827,5 \text{ N}$$

$$= 9386,88275 \text{ ton} > P_{u \text{ tiang}} = 614 \text{ ton} \dots\dots\dots \mathbf{ok}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial tiang tepi.

#### **8.4.2 Perencanaan Pondasi Shear Wall L (Siku)**

Untuk perhitungan diambil gaya-gaya dalam paling maksimum pada tiap-tiap shearwall. Sehingga untuk perencanaan pondasi shearwall type yang sama lainnya mengikuti perencanaan ini.

Dari analisa struktur ETABS 2013 pada kaki shearwall L dengan kombinasi **1,0D+1,0L+1,0E** didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_n &= 12749754 \text{ kg} \\ M_{ux} &= 7314885,2 \text{ kgm} \\ M_{uy} &= 17559507 \text{ kgm} \\ H_x &= 738595,61 \text{ kg} \\ H_y &= 438990,96 \text{ kg} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tiang pancang :

$$\text{Diameter tiang pancang } (D) = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang tiang pancang} = 34 \text{ m}$$

#### **Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal**

**Tabel 8.2** Hasil analisa data N-SPT untuk pondasi shearwall

Depth (m)	Ap (m <sup>2</sup> )	As (m <sup>2</sup> )	N	Np	Ns	K	Qp	Qs	Ql	Qijin	n tiang
							(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	
0	0,785	0	0	1,75	3	12	16,485	0	16,485	5,495	2320,246
1	0,785	3,14	0	3,75	3	12	35,325	6,28	41,605	13,86833	919,3429
2	0,785	6,28	0	4,5	3	12	42,39	12,56	54,95	18,31667	696,0739
3	0,785	9,42	7	5,1	7	20	80,07	31,4	111,47	37,15667	343,135
4	0,785	12,56	7,5	5,611111111	7,5	20	88,09444	43,96	132,0544	44,01815	289,6477
5	0,785	15,7	8	6,722222222	8	20	105,5389	57,56667	163,1056	54,36852	234,5062
6	0,785	18,84	9	7,777777778	9	20	122,1111	75,36	197,4711	65,8237	193,6955
7	0,785	21,98	9,5	8,777777778	9,5	20	137,8111	90,118	227,9291	75,97637	167,8121
8	0,785	25,12	9,7	9,111111111	9,7	20	143,0444	106,3413	249,3858	83,12859	153,3739
9	0,785	28,26	10	9,555555556	10	20	150,0222	122,46	272,4822	90,82741	140,3734
10	0,785	31,4	9,5	10,11111111	9,5	20	158,7444	130,8333	289,5778	96,52593	132,0863
11	0,785	34,54	9	10,66666667	9	20	167,4667	138,16	305,6267	101,8756	125,1503
12	0,785	37,68	10	11,18888889	10	20	175,6656	163,28	338,9456	112,9819	112,8478
13	0,785	40,82	11,5	11,64444444	11,5	20	182,8178	197,2967	380,1144	126,7048	100,6256
14	0,785	43,96	13	12,02222222	13	20	188,7489	234,4533	423,2022	141,0674	90,38058
15	0,785	47,1	14	12,43333333	14	12	117,122	266,9	384,022	128,0073	99,60175
16	0,785	50,24	14	12,87777778	14	12	121,3087	284,6933	406,002	135,334	94,20954
17	0,785	53,38	13,8	13,32222222	13,8	12	125,4953	298,928	424,4233	141,4744	90,12054
18	0,785	56,52	13,4	13,71111111	13,4	12	129,1587	308,976	438,1347	146,0449	87,30024
19	0,785	59,66	13,2	14,04444444	13,2	12	132,2987	322,164	454,4627	151,4876	84,16371
20	0,785	62,8	13	14,37777778	13	12	135,4387	334,9333	470,372	156,7907	81,31705
21	0,785	65,94	14	14,82222222	14	12	139,6253	373,66	513,2853	171,0951	74,51852
22	0,785	69,08	15	14,84444444	15	12	139,8347	414,48	554,3147	184,7716	69,0028
23	0,785	72,22	16	14,68888889	16	12	138,3693	457,3933	595,7627	198,5876	64,20218
24	0,785	75,36	17	14,33333333	17	12	135,02	502,4	637,42	212,4733	60,00637
25	0,785	78,5	18	13,77777778	18	20	216,3111	549,5	765,8111	255,2704	49,94608
26	0,785	81,64	14	13	14	20	204,1	462,6267	666,7267	222,2422	57,36873
27	0,785	84,78	12	12,05555556	12	20	189,2722	423,9	613,1722	204,3907	62,37931
28	0,785	87,92	10	10,94444444	10	20	171,8278	380,9867	552,8144	184,2715	69,19006
29	0,785	91,06	8	11,27777778	8	20	177,0611	333,8867	510,9478	170,3159	74,85944
30	0,785	94,2	7	13,72222222	7	20	215,4389	314	529,4389	176,4796	72,2449
31	0,785	97,34	6,5	18,27777778	6,5	12	172,1767	308,2433	480,42	160,14	79,6163
32	0,785	100,48	6	23,61111111	6	12	222,4167	301,44	523,8567	174,6189	73,01475
33	0,785	103,62	20	30,27777778	20	12	285,2167	794,42	1079,637	359,8789	35,4279
34	0,785	106,76	40	38,27777778	40	12	360,5767	1530,227	1890,803	630,2678	20,22911
35	0,785	109,9	55	46,38888889	50	12	436,9833	1941,567	2378,55	792,85	16,08092
36	0,785	113,04	60	54,55555556	50	12	513,9133	1997,04	2510,953	836,9844	15,23296
37	0,785	116,18	70	62,77777778	50	12	591,3667	2052,513	2643,88	881,2933	14,46709
38	0,785	119,32	80	69,44444444	50	12	654,1667	2107,987	2762,153	920,7178	13,84762
39	0,785	122,46	80	73,125	50	12	688,8375	2163,46	2852,298	950,7658	13,40998
40	0,785	125,6	80	75,71428571	50	12	713,2286	2218,933	2932,162	977,3873	13,04473
41	0,785	128,74	80	78,33333333	50	12	737,9	2274,407	3012,307	1004,102	12,69767
42	0,785	131,88	80	80	50	12	753,6	2329,88	3083,48	1027,827	12,40458

Berdasarkan tabel hasil N-SPT :

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 100 cm pada kedalaman 34 m (tanah keras) adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 630,2678 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 100 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

Diameter = 100 cm

$P_{ijin\ bahan} = 614$  ton (Class-A1, produksi PT.WIKA) (menentukan)

$P_{ijin} = 614$  ton

### **Perhitungan jarak antar tiang pancang :**

$2,5 D \leq S \leq 3 D$  dimana: S = jarak antar tiang pancang

$2,5 \cdot 100 \leq S \leq 3 \cdot 100$        $S_1 =$  jarak tiang pancang ke tepi

$250 \leq S \leq 300$

Dipakai  $S_x = 250$  cm &  $S_y = 250$  cm

### **Perhitungan jarak tiang pancang ke tepi poer :**

$1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$

$1,5 \cdot 100 \leq S_1 \leq 2 \cdot 100$

$150 \leq S_1 \leq 200$

Dipakai  $S_1 = 150$  cm

### **Daya Dukung Tiang Kelompok**

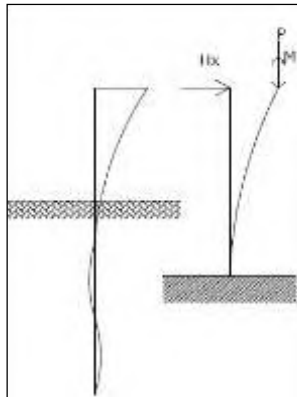
Untuk menentukan jumlah tiang yang diperlukan dalam menahan beban reaksi kolom dapat dihitung dengan pendekatan jumlah tiang perlu adalah beban aksial ultimate dasar shearwall (Hasil dari analisa struktur dengan program bantu Etabs v9.71) dibagi dengan daya dukung ijin satu tiang.

Jumlah tiang yang minimum yang diperlukan

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}} = \frac{12749754}{614} = 20,23 \approx 21 \text{ tiang}$$

Dengan adanya beban akibat gaya lateral maka dicoba dengan 80 tiang pancang dengan susunan 8 x 10.

### Kontrol Kekuatan Tiang terhadap gaya Lateral



**Gambar 8.7** Diagram gaya lateral tiang pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multilayer

$L_e$  = panjang penjepitan  
 $= 3 \times 1,0 \text{ m} = 3 \text{ m}$

Dipakai  $L_e = 3 \text{ m}$

$M_y = L_e \times H_y$   
 $= 3 \text{ m} \times 438990,96 \text{ kg}$   
 $= 1316973 \text{ kgm}$   
 $= 1316,973 \text{ tm}$

$M_y$  (satu tiang pancang) =  $\frac{1316,973}{80} = 16,46 \text{ tm}$

$M_y < M_{\text{bending crack}}$  (dari Spesifikasi WIKA BETON)

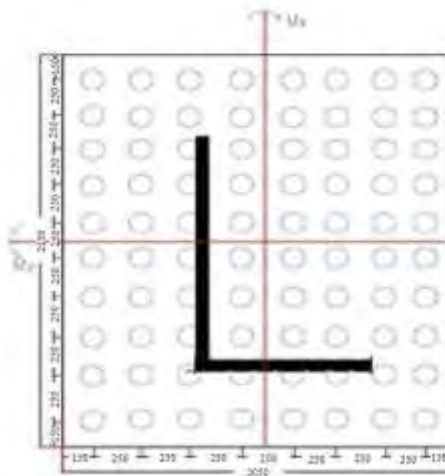
$16,46 \text{ tm} < 29 \text{ tm} \dots\dots\dots \text{ok}$

$$\begin{aligned}
 M_x &= L_e \times H_x \\
 &= 3 \times 738595,61 \text{ kg} \\
 &= 2215787 \text{ kgm} \\
 &= 2215,787 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{2215,787}{80} = 27,697 \text{ tm}$$

$$M_x < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)}$$

$$27,697 \text{ tm} < 29 \text{ tm} \dots\dots\dots \text{ok}$$



**Gambar 8.8** Pengaturan jarak tiang pancang pondasi shearwall L

Dalam memikul beban aksial secara berkelompok, daya dukung pondasi tiang pancang mengalami penurunan akibat pelaksanaan pemancangan sehingga analisa kekuatan secara berkelompok harus dilakukan dengan efisiensi.

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :



$$\text{Efisiensi : } (\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\} \text{ Dimana :}$$

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group = 8

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group = 10

$$\text{Efisiensi : } (\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{1000}{2500} \right) \left( \frac{((8-1) \times 10) + ((10-1) \times 8)}{90 \times 8 \times 10} \right) \right\}$$

$$= 0,569$$

Sehingga

$$Q_{ijin\ grup} = \eta \times P_{ijin\ 1\ tiang} \times n$$

$$= 0,569 \times 614000 \text{ kg} \times 80$$

$$= 27989051 \text{ kg} = 27989,051 \text{ ton} > P_u = 12749,75 \text{ ton}$$

Gaya yang bekerja pada sebuah tiang akibat beban luar :

$$P_i = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

$P_i$  = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

$y_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau terhadap arah y

$x_{\max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau terhadap arah x

$\sum x_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

$$\sum x_i^2 = 16.(1,25)^2 + 16.(3,75)^2 + 16.(6,25)^2 + 16.(8,75)^2 + 16.(11,25)^2$$

$$= 4125 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = 20.(1,25)^2 + 20.(3,75)^2 + 20.(6,25)^2 + 20.(8,75)^2$$

$$= 2625 \text{ m}^2$$

Momen yang bekerja :

$$M_x = M_{ux} + (H_y \times t_{poer}) = 7314885,17 + (438990,96 \times 3,5) \\ = 8851353,53 \text{ kgm}$$

$$M_y = M_{uy} + (H_x \times t_{poer}) = 17559507,4 + (738595,61 \times 3,5) \\ = 20144592,07 \text{ kgm}$$

Sehingga didapatkan :

$$P_{max} = \frac{17140854}{80} + \frac{8851353,53 \times 1,5}{2625} + \frac{20144592,07 \times 1,5}{4125} \\ = 226643,9 \text{ kg}$$

Jadi beban maksimal yang diterima 1 tiang adalah 226643,9 kg

$$P_{maks} = 226643,9 \text{ kg} < P_{ijin} = 614000 \times 0,569 \\ = 349863,1 \text{ kg.....ok}$$

∴ Sampai disini terbukti kekuatan tiang pancang mampu menahan gaya-gaya luar (aksial, horisontal dan momen), serta kombinasi antara 3 gaya tersebut.

#### 8.4.2.1 Perencanaan Poer Shearwall

Pada penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q. perhitungan gaya dalam pada poer diperoleh dengan mekanika statis tertentu.

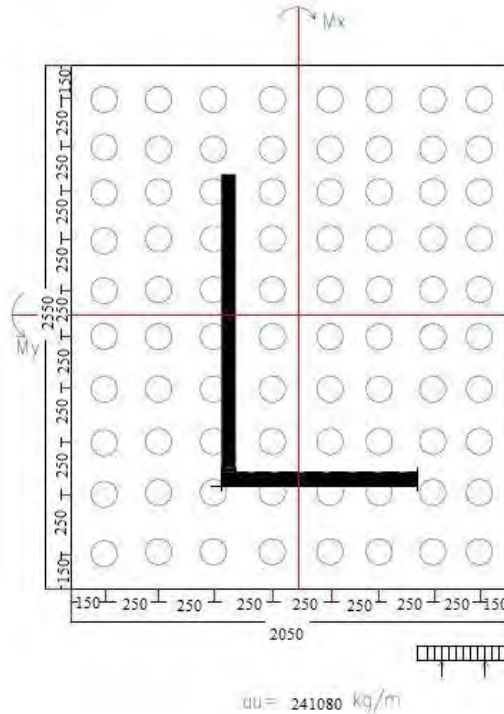
Data-data perencanaan :

- Dimensi poer ( B x L ) = 20500 x 25500 mm
- Tebal poer ( t ) = 3500 mm
- Diameter tulangan utama = D 19 mm
- Tebal selimut beton = 40 mm
- Tinggi efektif balok poer  
 Arah x (  $d_x$  ) =  $3500 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 19$  = 3450,5 mm  
 Arah y (  $d_y$  ) =  $3500 - 40 - 19 - \frac{1}{2} \cdot 19$  = 3431,5 mm

#### Penulangan arah x

$$\text{Berat poer } (q_u) = 1,4 \times (20,5 \times 3,5 \times 2400) = 241080 \text{ kg/m'}$$

$$P_t = 9P_{maks} = 9 \times 172200 \text{ kg} = 2039795,1 \text{ kg}$$



**Gambar 8.9** Pembebanan poer Shearwall as 1-B (arah sumbu x)

Arah x

Momen yang bekerja pada poer

$$\begin{aligned} M_u &= (P_t \times x_1) - \left(\frac{1}{2} \times q_u \times x^2\right) \\ &= ((2039795,1 \text{ kg} \times 2,5 \text{ m}) + (2039795,1 \text{ kg} \times 5,0 \text{ m})) - \left(\frac{1}{2} \times 241080 \times 6,5^2\right) \\ &= 10205648,08 \text{ kgm} \end{aligned}$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 * f_c * \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 * 50 * 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,054$$

$$\rho_{\max} = 0,75 * 0,054 = 0,0406$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{50}}{4 * 400} = 0,0044 \quad (\text{SNI } 03-2847-2002 \text{ Ps. } 12.5.1)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 * f'_c} = \frac{400}{0,85 * 50} = 9,412$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{10205648,08 \times 10^4}{0,9 \times 20500 \times 3450,5^2} = 0,46$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{9,412} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9,412 * 0,46}{400}} \right) = 0,001167 < \rho_{\min} = 0,0044$$

dipakai  $\rho = 0,0044$

$$A_s = 0,0044 \times 1000 \times 3450,5 = 15249,199 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur D19 ( $A_s = 283,53 \text{ mm}^2$ )

Jumlah tulangan perlu =  $15249,199 / (283,53) = 53,78$  batang  $\approx 54$  batang

Jarak tulangan terpasang =  $15249,199 / 54 = 379,629 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur bawah **D19–250 mm**

**( $A_s$  pasang = 15302,79 mm<sup>2</sup>)**

$$A_s' = 0,50 \times A_s$$

$$= 0,50 \times 15302,79 = 7651,395 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur atas **D19–250 mm**

**( $A_s'$  pasang = 7651,395 mm<sup>2</sup>)**

Arah y

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{11660738,08 \times 10^4}{0,9 \times 25500 \times 3431,5^2} = 0,43$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{9,412} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,412 \times 0,43}{400}} \right) = 0,00108 < \rho_{\min} = 0,0044$$

dipakai  $\rho = 0,0044$

$$A_s = 0,0044 \times 1000 \times 3450,5 = 15249,199 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur D19 (  $A_s = 283,53 \text{ mm}^2$  )

Jumlah tulangan perlu =  $15249,199 / (283,53) = 53,78$  batang  $\approx 54$  batang

Jarak tulangan terpasang =  $15249,199 / 54 = 379,629 \text{ mm}$

Digunakan tulangan lentur bawah **D19–250 mm**

**( $A_s$  pasang = 15302,79 mm<sup>2</sup>)**

$$A_s' = 0,50 \times A_s$$

$$= 0,50 \times 15302,79 = 7651,395 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur atas **D19–250 mm**

**( $A_s'$  pasang = 7651,395 mm<sup>2</sup>)**

### 8.4.2.2 Kontrol Geser Pons Shearwall

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\bullet V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002}$$

Ps.13.12.2.1.a

$$\bullet V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002}$$

Ps.13.12.2.1.b

$$\bullet V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \dots\dots\dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002}$$

Ps.13.12.2.c

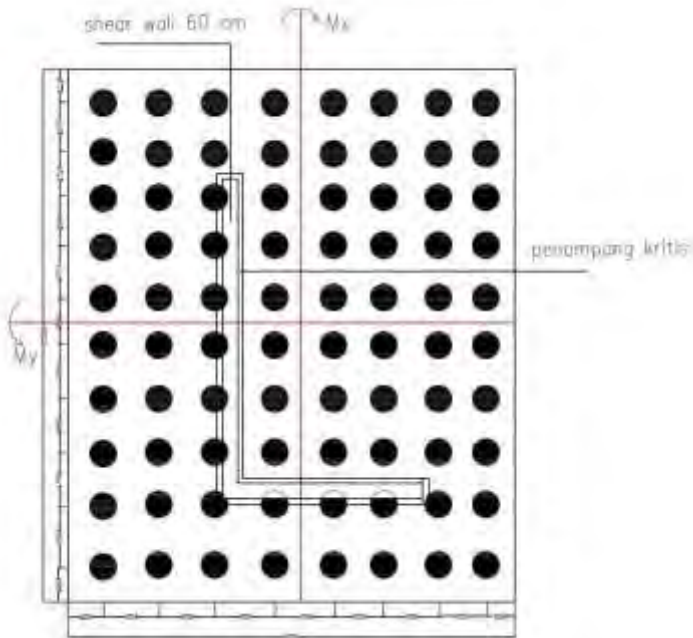
Dengan :

Dimensi poer : 20,50 x 25,50 x 3,50 m<sup>3</sup>

Selimit beton : 40 mm

Ø tul utama : D19

Tinggi efektif :  $d = 3500 - 40 - \frac{1}{2} \times 19 = 3450,5 \text{ mm}$



**Gambar 8.10** Penampang kritis poer shearwall as 1-B

dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada shearwall

$$= \frac{16500}{600} = 27,5$$

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada poer

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2 (h_k + d)$$

$$b_{o\ sw} = 2 (300 + 3450,5) + 2 (3900 + 3450,5) \\ = 22802 \text{ mm}$$

$$b_{o\ kolom} = 2 (1500 + 3450,5) + 2 (1500 + 3450,5) = 19802 \text{ mm}$$

$$b_{o\ sw} + b_{o\ kolom} = 22802\ mm + 19802\ mm = 42604\ mm$$

dimana :

$b_k$  = lebar penampang shearwall

$h_k$  = tinggi penampang shearwall

$d$  = tebal efektif poer

$\alpha_s = 20$ , untuk shearwall sudut

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{27,5}\right) \frac{\sqrt{50} \times 42604 \times 3450,5}{6} = 185846968,6\ N$$

(menentukan)

$$V_c = \left(\frac{20 \times 3450,5}{42604} + 2\right) \frac{\sqrt{50} \times 42604 \times 3450,5}{6} = 627120286,9\ N$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{50} \times 42604 \times 3450,5 = 346494348,3\ N$$

Diambil yang terkecil  $V_c = 185846968,6\ N$

$$\phi V_c = 0,75 \times 185846968,6\ N = 139385226\ N$$

$$= 13938,5226\ ton > P_{u\ shearwall} = 12749,75\ ton \dots\dots \text{ok}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial shearwall dan kolom.

### 8.4.2.3 Kontrol Geser Ponds Tiang Pancang Tepi

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

- $V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots SNI \quad 03-2847-2002$

*Ps.13.12.2.1.a*

- $V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6} \dots\dots\dots SNI \quad 03-2847-2002$

*Ps.13.12.2.1.b*



- $V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$  .....SNI 03-2847-2002

Ps.13.12.2.c

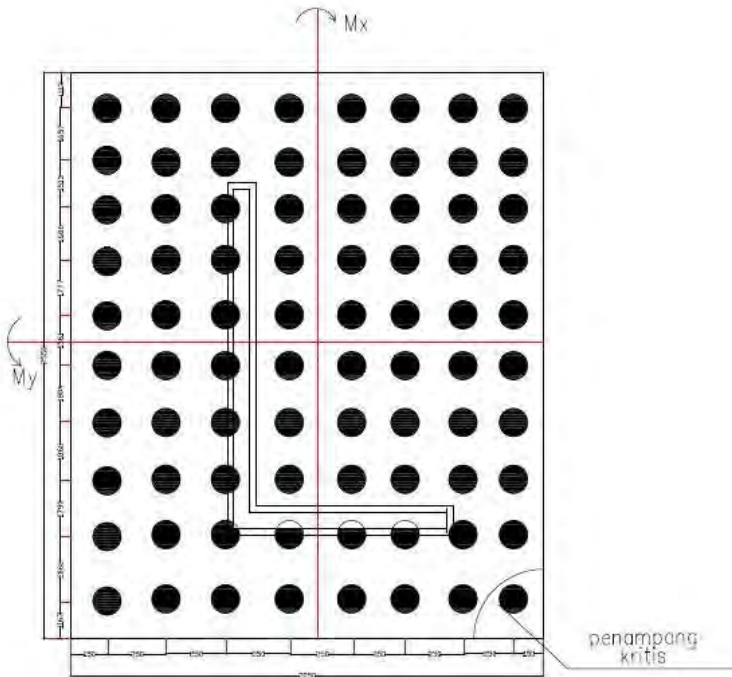
Dengan :

Dimensi poer : 20,50 x 25,50 x 3,5 m<sup>3</sup>

Selimit beton : 40 mm

Ø tul utama : D19

Tinggi efektif :  $d = 3500 - 40 - \frac{1}{2} \times 19 = 3450,5$  mm



**Gambar 8.11** Penampang kritis tiang pancang shearwall as 1-B

dimana :

$$\begin{aligned}\beta_c &= \text{rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada} \\ &\text{pondasi tiang pancang} \\ &= \frac{1500}{1500} = 1,00\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b_o &= \text{keliling dari penampang kritis pada poer} \\ &= [2\pi \times (d+D_{\text{tiang}})] \\ &= [2\pi \times (3450,5+1000)] \\ &= 27949,14 \text{ mm}\end{aligned}$$

$\alpha_s = 40$ , untuk kolom interior

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1,00}\right) \frac{\sqrt{30} \times 27949,14 \times 3450,5}{6} = 340961613,4 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \left(\frac{40 \times 3450,5}{27949,14} + 2\right) \frac{\sqrt{50} \times 27949,14 \times 3450,5}{6} \\ &= 788559619,5 \text{ N}\end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{50} \times 27949,14 \times 3450,5 = 227307742,2 \text{ N}$$

(menentukan)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 227307742,2 \text{ N} = 170480807 \text{ N} \\ &= 17048,0807 \text{ ton} > P_{u \text{ tiang}} = 614 \text{ ton...ok}\end{aligned}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran poer mampu menahan gaya geser akibat beban reaksi aksial tiang tepi.

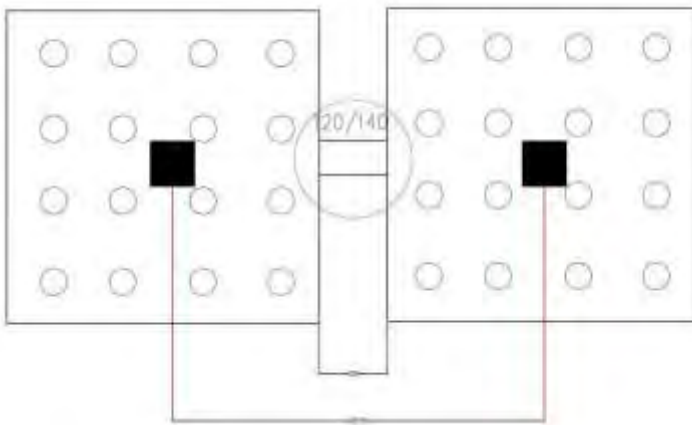
## 8.5 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

### 8.5.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	= 4735,042 ton
Panjang Sloof L	= 2 m
Mutu Beton $f_c'$	= 50 MPa
Mutu Baja $f_y$	= 400 MPa
Decking $d_c$	= 40 mm
Diameter Tulangan Utama	= 25 mm
Diameter Senggang	= 12 mm
Dimensi Sloof	= 1200 mm x 1400 mm
Tinggi Efektif	= $1400 - 40 - 12 - (1/2 \cdot 25)$ = 1335 mm



**Gambar 8.12** Sloof yang ditinjau

### 8.5.2 Dimensi Sloof

Pada perancangan *sloof* ini, penulis mengambil ukuran *sloof* berdasarkan *sloof* yang berhubungan dengan kolom yang

mempunyai gaya aksial terbesar yaitu  $P_u = 4735,042$  ton. Penentuan dimensi dari sloof dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan ijin beton (modulus keruntuhan) yaitu sebesar :

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = \frac{N_u}{0,8 \cdot b \cdot h}$$

Maka perhitungannya :

Tegangan tarik ijin :

$$f_{r \text{ ijin}} = 0,7 \times \sqrt{50} = 4,95 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi

$$f_r = \frac{P_u}{0,8 \times b \times h} = \frac{4735,042}{0,8 \times 1200 \times 1400} = 3,523 \text{ Mpa} < f_{r \text{ ijin}} \cdot \mathbf{ok}$$

### 8.5.3 Penulangan Sloof

#### 8.5.3.1 Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban sloof adalah:

$$\begin{aligned} \text{Beban aksial } N_u &= 10\% \times 4735,042 \text{ ton} \\ &= 473,504 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban yang diterima sloof :

$$\begin{aligned} \text{Beban sendiri} &= 1,2 \times 1,4 \times 2,4 = 4,032 \text{ t/m} \\ \text{Beban dinding} &= 2 \times 0,25 = 0,5 \text{ t/m} + \\ &= 4,532 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \times (4,532) = 5,438 \text{ t/m} \\ &= 54384 \text{ N/m} \end{aligned}$$

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

$$\begin{aligned} M_u &= 1/12 \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 54384 \cdot 2^2 \\ &= 18128 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Lalu menggunakan program PCACol dengan memasukkan beban:

$$P = 473,504 \text{ ton} = 4735,042 \text{ kN}$$

$$M = 18,128 \text{ kNm}$$

Sehingga didapatkan diagram interaksi seperti pada **Gambar 8.13** di bawah ini :



**Gambar 8.13** Diagram interaksi balok sloof 120/140

Dari diagram interaksi untuk :

$$f'_c = 50$$

$$f_y = 400 \text{ didapat } \rho = 1,09\%$$

Dipasang Tulangan 36 D 25 ( $A_s = 18360 \text{ mm}^2$ )

### 8.5.3.2 Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat momen balance  $M_{pr}$  sebesar = 11186 kNm

$$V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{h_n}$$

$$= \frac{11186 + 11186}{4} = 5593 \text{ kN} = 5593000 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f_c} x b w x d x \left[ 1 + \frac{Nu}{14 \cdot Ag} \right] \\ &= \frac{1}{6} x \sqrt{50} x 400 x 1335,5 \left[ 1 + \frac{4735042}{14 x 1200 x 1400} \right] \\ &= 2268911 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 x 2268911 \text{ N} = 1701684 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= 1/3 x b w x d \\ &= 1/3 x 1200 x 1335,5 \\ &= 534200 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_c + V_s \text{ min}) &= 0,75 x (2268911 + 534200) \\ &= 2102334 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\phi V_c + \phi (1/3) \sqrt{f_c} x b w x d \\ &= 1701684 + 0,75 x \frac{1}{3} x \sqrt{50} x 400 x 1335,5 \\ &= 4534707 \text{ N} \end{aligned}$$

Karena :

$$(\phi V_c + \phi V_{s \text{ min}}) < V_u > (\phi V_c + \phi (1/3) \sqrt{f_c} x b w x d)$$

$$2102334 \text{ N} < 5593000 \text{ N} > 4534707 \text{ N}$$

Maka tidak perlu tulangan geser (SNI03-2847-2002 Ps. 13.5.6.1)

## **BAB IX PENUTUP**

### **9.1 Kesimpulan**

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Dalam perencanaan struktur dengan metode Sistem Ganda (SG) yang terletak pada daerah yang memiliki intensitas gempa tinggi perlu dipertimbangkan adanya gaya lateral yang bekerja terhadap struktur SPBL (Struktur Penahan Beban Lateral). Hal ini dikarenakan beban gempa struktur bangunan dipikulkan pada struktur SPBL yaitu dinding struktural.
2. Perancangan Struktur Gedung Graha Pena Extension di Padang dengan Sistem Ganda (SG), bertujuan untuk melakukan pendetailan pada struktur SPBL yaitu dinding struktural akibat gempa lateral serta struktur non SPBL yaitu balok dan kolom yang yang memenuhi syarat kompatibilitas deformasi (SNI 03-1726-2002 Ps.5.2.2). Dari hasil perancangan struktur gedung Graha Pena Extension Padang dengan Sistem Ganda (SG) didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut:
  - Mutu Beton :
    - Balok dan pelat lantai : 40 Mpa
    - Kolom, Shearwall, Poer & Tiang Pancang : 50 Mpa
  - Tebal Pelat Atap & Pelat Lantai : 16 cm
  - Dimensi Kolom :
    - Lantai 1-15 : 150 x 150 cm
    - Lantai 16-30 : 130 x 130 cm
    - (tulangan utama D25 mm dan sengkang Ø 16 mm)
  - Dimensi Balok Induk : 100 x 150 cm
  - Dimensi Balok Anak : 40 x 50 cm
  - (perhitungan penulangan pada lampiran)

- Dimensi Dinding Struktural :  
Tebal 60 cm  
(tulangan vertikal 2D25-200, dan sengkang 4D12-100)
3. Struktur bawah bangunan terdiri dari 1 jenis *pilecap* untuk pondasi kolom. Dan 1 jenis *pilecap* untuk pondasi dinding struktural yang menggunakan tiang pancang dengan diameter 100 cm.

## 9.2 Saran

Berdasarkan hasil perencanaan yang telah dilakukan, maka disarankan:

1. Pada perancangan pondasi, bila antara masing-masing poer saling berdekatan, sebaiknya semua poer tersebut dicor monolit menjadi satu. Karena bila tidak, akan sangat mempersulit proses pelaksanaan pengecoran di lapangan.
2. Diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya di lapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perencanaan yaitu kuat dan ekonomis.



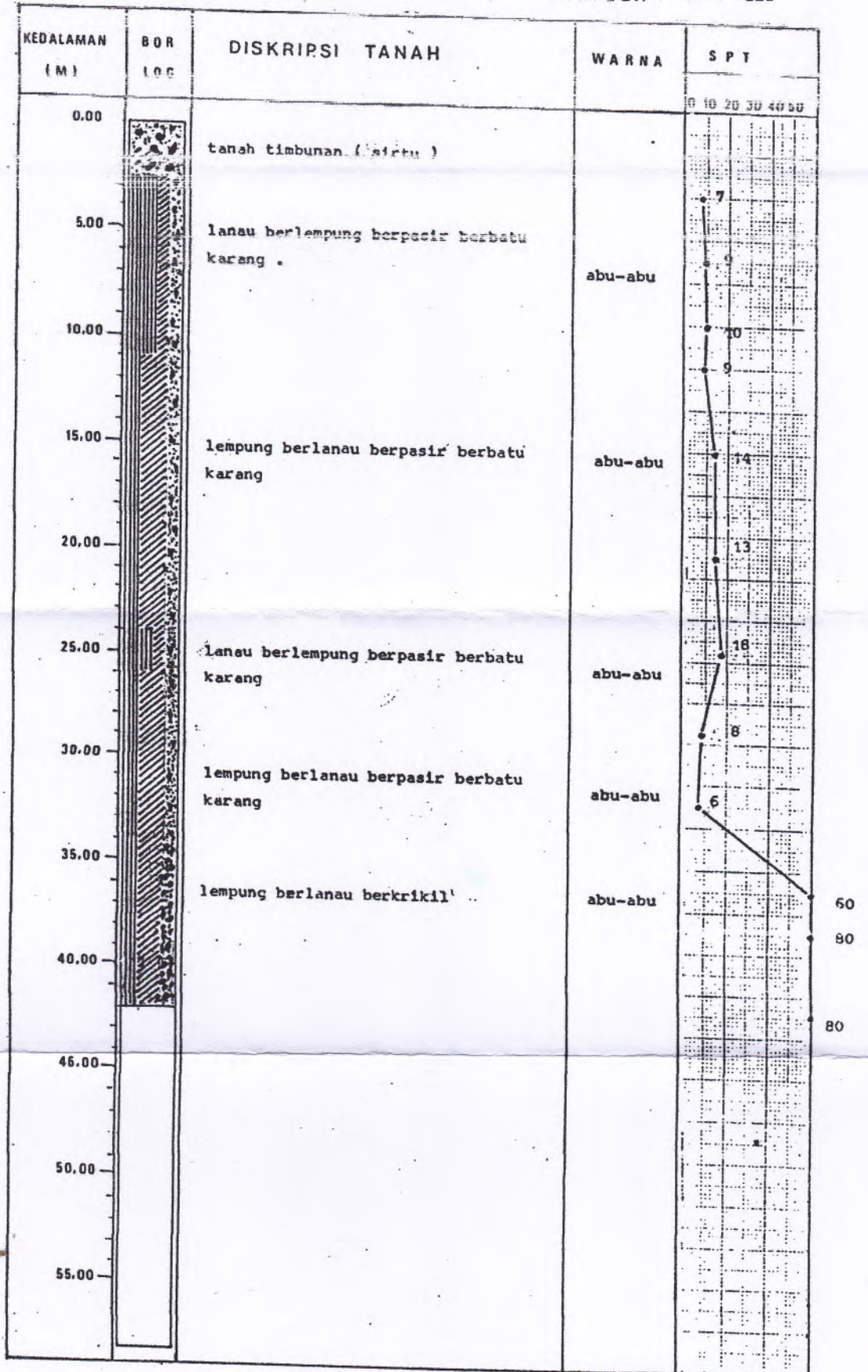


Borlog berdasar Undisturbed sample

GAMB. PROFIL BORING

LOKASI : TELUK BAYUR - PADANG

TITIK BOR . . . . . III





# PC Spun Pile

## Description


Type of Pile	: Prestressed Concrete Spun Pile
System of Splicing	: Welded at Steel Joint Plate
Type of Shoe	: Pencil (Standard Product)
Hammer	: Diesel or Hydraulic Hammer
Concrete Grade	: K600
Standard Operational Procedure	: P 124 EN 001 (Production Procedure) : P 124a-b PC 002 (Spun Pile Production Procedure)

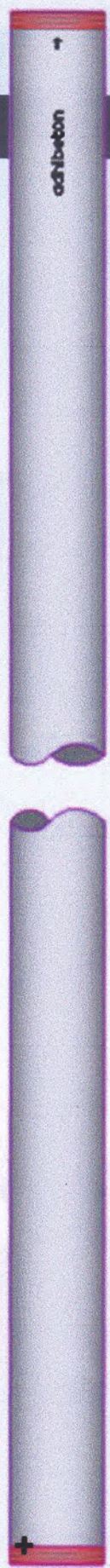
## Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Agregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Agregates	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049-2004	Portland Cement	Standard Product : Type 1 Special Order : Type 2 or 5
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03-2847-2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at 28 days : 600 kgf/cm <sup>2</sup> (cube)
PC Wire / PC Strand	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275/1420
Special Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS-400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code - Steel	AWS A S.1 / E 6013 NIKKOSTEEL RB 26 / RD 260, LION 26 , or equivalent

## Refference Table for Pile Driving Selection

Spun Pile Specification	ø 300	ø 400	ø 500	ø 600	ø 800	ø 1000
	ø 400	ø 500	ø 600	ø 800	ø 1000	ø 1200
Type of Diesel Hammer	DD25 ~ DD40	DD40 ~ DD53	DD53 ~ DD63	DD63 ~ DD73	DD73 ~ DD83	DD83 ~ DD113
Max. Jump (m)	2.5 ~ 3.0					
Hammer Weight (ton)	2.5 ~ 4.0	4.0 ~ 5.3	5.3 ~ 6.3	6.3 ~ 7.3	7.3 ~ 8.3	8.3 ~ 11.3
Hammer Energy (kilojoule)	58 ~ 120	120 ~ 158	158 ~ 190	190 ~ 220	220 ~ 248	248 ~ 330
Common Driving Penetration (mm/10 blows)	20 ~ 40	20 ~ 40	20 ~ 50	30 ~ 60	30 ~ 60	30 ~ 60


 Chat with us!





## Spun Pile Classification

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (Kg/m)	Length (m)	Bending crack (ton.m)	Moment ultimate (ton.m)	Allowed Axial Load (ton)
300	60	A2	0.452	113	6-13	2.5	3.8	72.6
		A3				3.0	4.5	70.8
		B				3.5	6.3	67.5
		C				4.0	8.0	65.4
350	65	A1	0.582	145	6-15	3.5	5.3	93.1
		A3				4.2	6.3	89.5
		B				5.0	9.0	86.4
		C				6.0	12.0	85.0
400	75	A2	0.766	191	6-16	5.5	8.3	121.1
		A3				6.5	9.8	117.6
		B				7.5	13.5	114.4
		C				9.0	18.0	111.5
450	80	A1	0.930	232	6-16	7.5	11.3	149.5
		A2				8.5	12.8	145.8
		A3				10.0	15.0	143.8
		B				11.0	19.8	139.1
		C				12.5	25.0	134.9
500	90	A1	1.159	290	6-16	10.5	15.8	185.3
		A2				12.5	18.8	181.7
		A3				14.0	21.0	178.2
		B				15.0	27.0	174.9
		C				17.0	34.0	169.0
600	100	A1	1.571	393	6-16	17.0	25.5	252.7
		A2				19.0	28.5	249.0
		A3				22.0	33.0	243.2
		B				25.0	45.0	238.3
		C				29.0	58.0	229.5
800	120	A1	2.564	641	6-18	40.0	60.0	409.5
		A2				46.0	69.0	405.5
		A3				51.0	76.5	397.4
		B				55.0	99.0	380.8
		C				65.0	117.0	364.5
1000	140	A1	3.782	946	6-20	75.0	112.5	605.5
		A2				84.0	126.0	602.7
		A3				97.0	145.5	586.7
		B				105.0	189.0	564.9
		C				120.0	216.0	549.2
1200	150	A1	4.948	1236	6-24	120.0	180.0	794.7
		A2				139.0	208.5	777.8
		A3				150.0	225.0	766.7
		B				170.0	306.0	730.1
		C				200.0	360.0	708.2

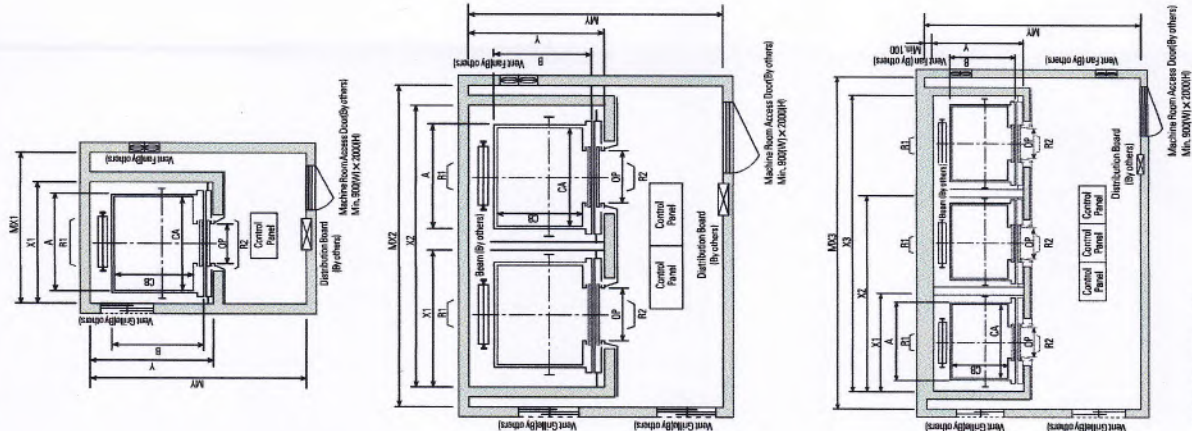
 Chat with us!



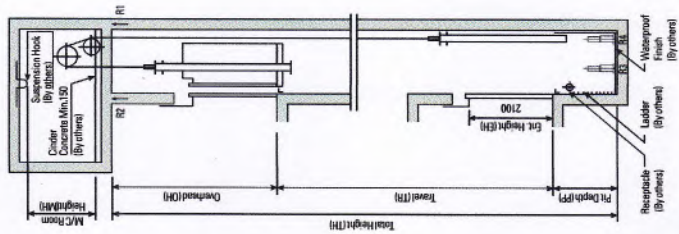


# Layout Plan - LUXEN (Gearless Elevators) 1 ~ 2.5 m/sec

## Plan of Hoistway & Machine room



## Section of Hoistway



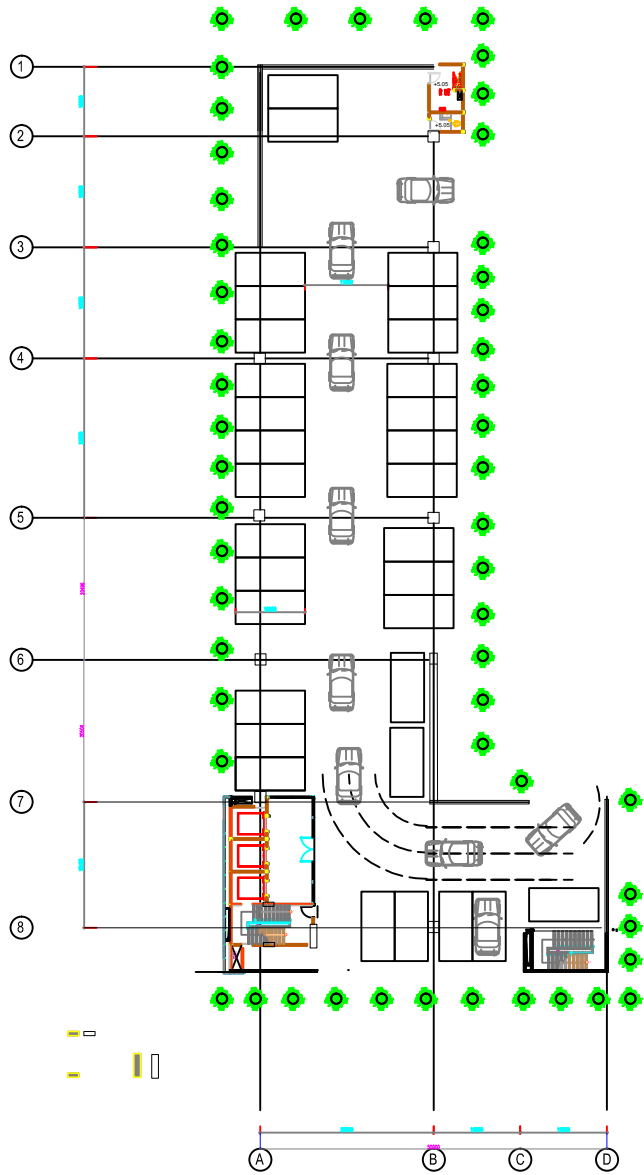
## Standard Dimensions & Reactions

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening		Car		Hoistway			M/C Room			Pit Reaction (kg)					
	Persons	kg	OP	CA x CB	Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	1Car	2Cars	3Cars	R1	R2	R3	R4		
1	6	450	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	1800	3700	5400	5400	5400	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5400
	8	550	800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	1800	3700	5400	5400	5400	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000
	9	600	800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	1800	3700	5400	5400	5400	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6300
1.5	10	700	800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	1800	3700	5400	5400	5400	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800
	11	750	800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	1800	3700	5400	5400	5400	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100
	13	900	900	1400 x 1350	1460 x 1505	2050	2050	4200	6350	6350	6350	2300	4400	6800	3750	5100	3750	8100
1.75	15	1000	900	1400 x 1500	1460 x 1655	2050	2050	4200	6350	6350	6350	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8600
	17	1150	1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	2350	4800	7250	7250	7250	2600	4900	7500	3900	6600	5100	11000
	2 m/sec		1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	2550	5200	7850	7850	7850	2800	5250	8300	3800			
2.5 m/sec	20	1350	1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	2350	4800	7250	7250	7250	2600	4900	7500	4200	7800	6000	12200
			1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	2550	5200	7850	7850	7850	2800	5250	8300	4000			
			1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	2550	5200	7850	7850	7850	2800	5400	8300	4300	8500	6800	13600
		1600	2150 x 1600	2250 x 1770	2700	2700	5500	8300	8300	8300	3000	5450	8700	4200				

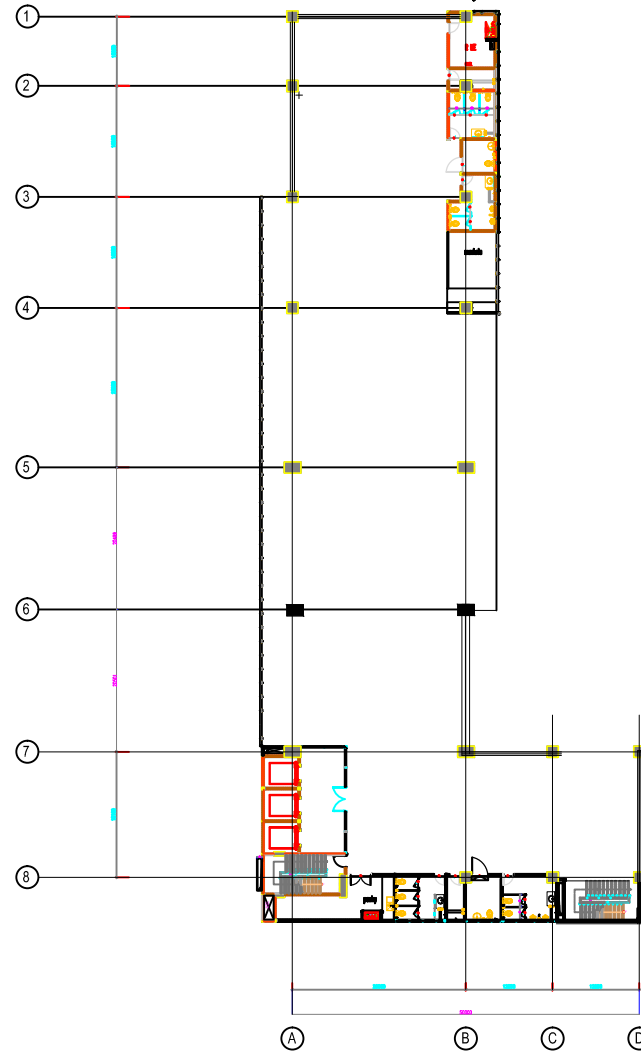
- Notes:**
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 15-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistway.
  - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
  - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
  - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81-70kg/person)
  - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.
  - In case of 2m/sec and 2.5m/sec, hoistway size is above plus 100mm, the machine room size is above plus 100mm.

Speed (m/sec)	Overhead (O-H)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4400	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400
2	5000	2100	2600
2.5	5500	2400	2600

- Notes:**
- Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 80%.
  - The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
  - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.
  - For gearless (1:1 roping) elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.



DENAH LANTAI DASAR  
SKALA 1:100



DENAH LANTAI 1-30  
SKALA 1:100



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

DENAH LANTAI DASAR  
DENAH LANTAI 1-30

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

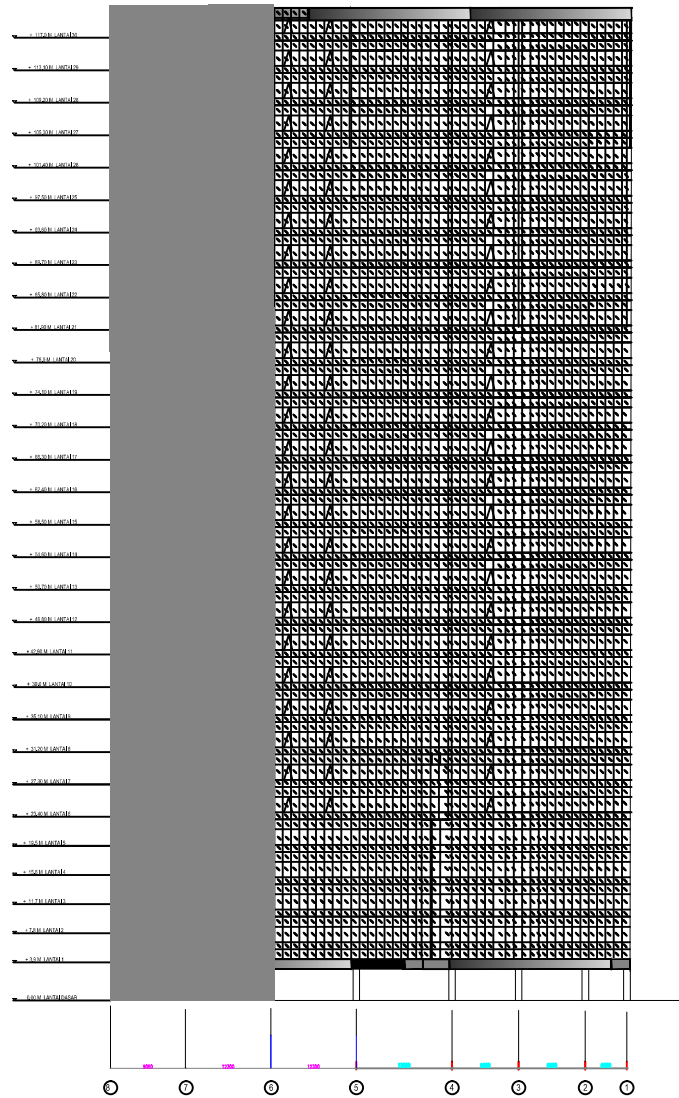
TAMPAK UTARA

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



TAMPAK UTARA  
SKALA 1:100





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

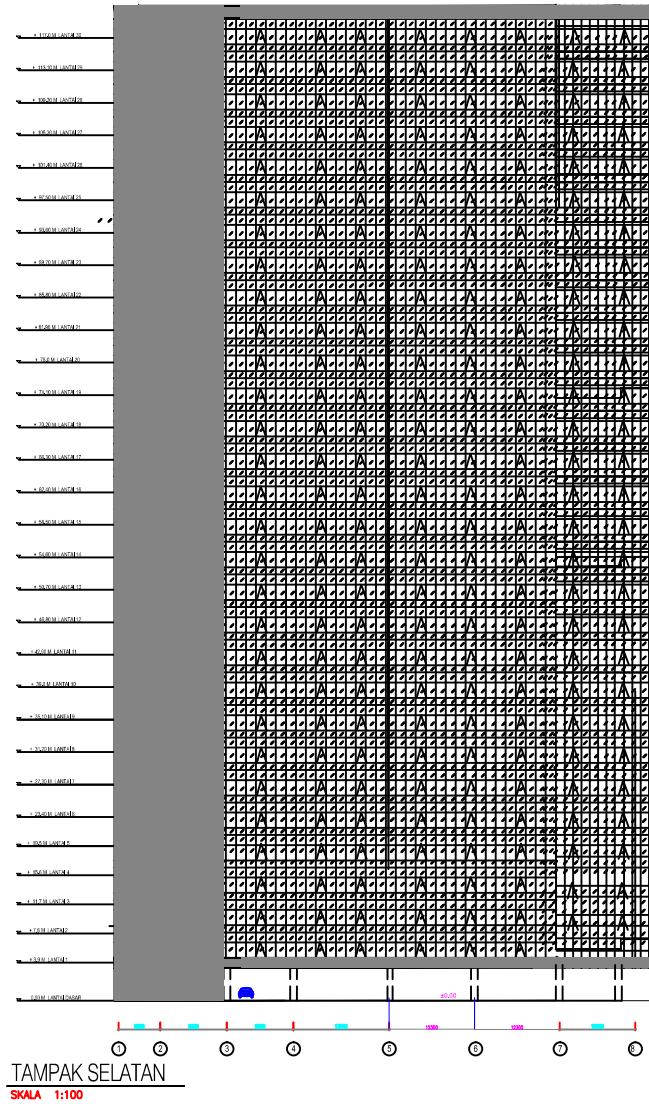
TAMPAK SELATAN

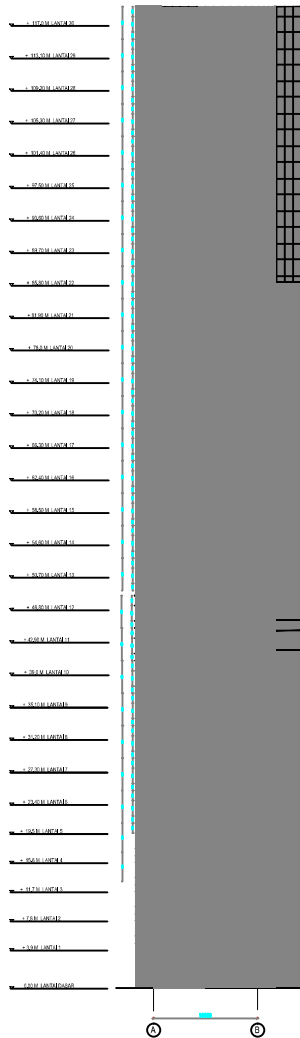
SKALA

NO. GAMBAR

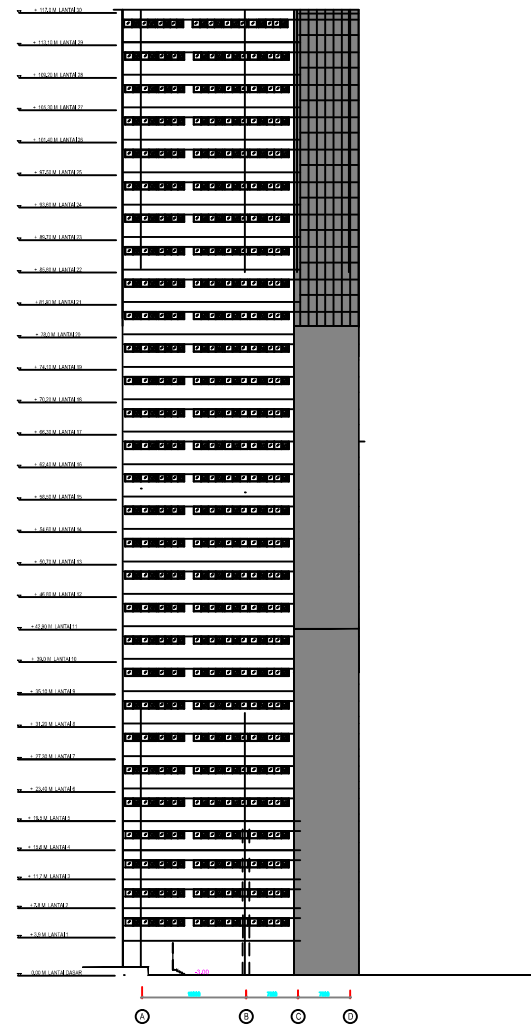
DISETUJUI

CATATAN





TAMPAK BARAT  
SKALA 1:100



TAMPAK TIMUR  
SKALA 1:100



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

TAMPAK BARAT  
TAMPAK TIMUR

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

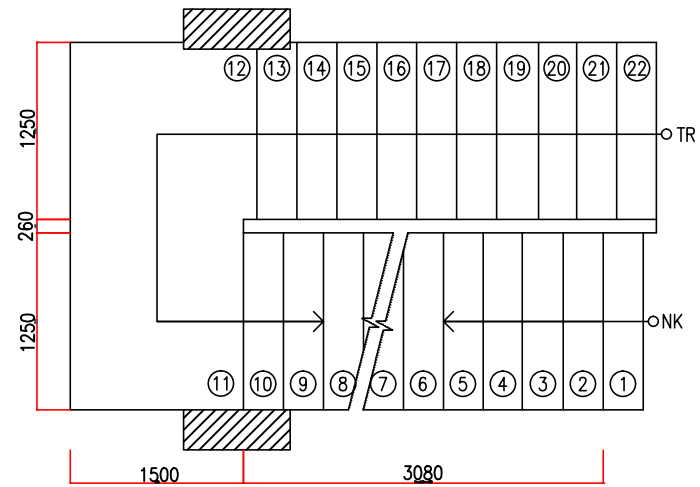
DENAH DAN PENULANGAN  
TANGGA

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



DENAH TANGGA  
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

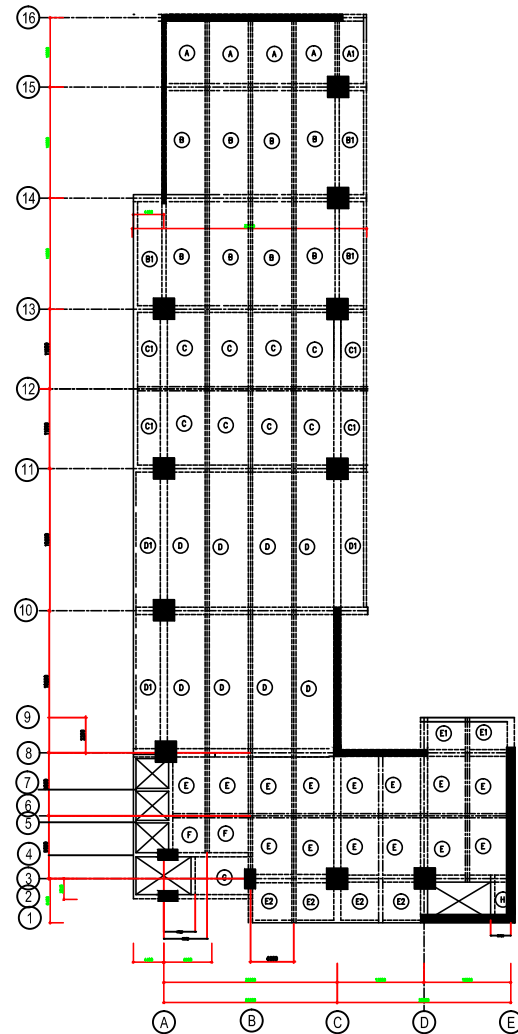
DENAH PELAT LANTAI 1-30

SKALA

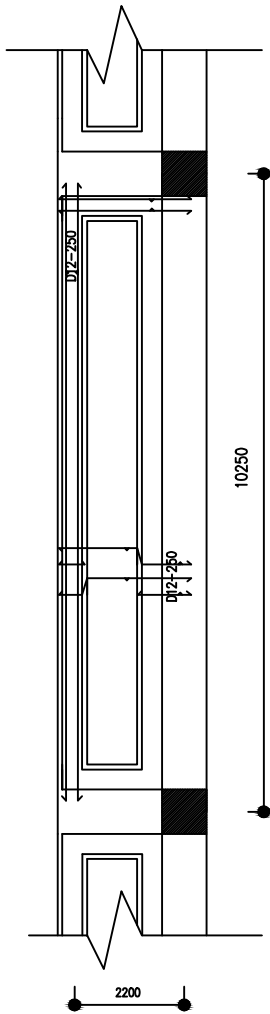
NO. GAMBAR

DISETUJUI

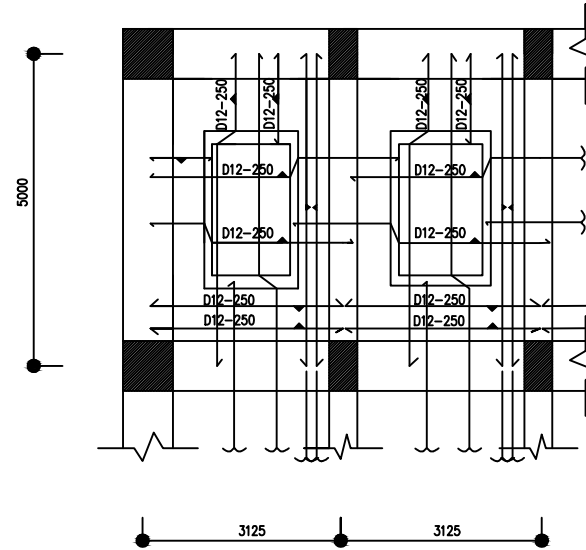
CATATAN



DENAH PLAT LANTAI 1-30  
SKALA 1 : 100



⊕ PENULANGAN PELAT LANTAI D1  
SKALA 1:100



⊕ PENULANGAN PELAT LANTAI A  
SKALA 1:100



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R. Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

Penulangan Pelat lantai dan  
atap

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

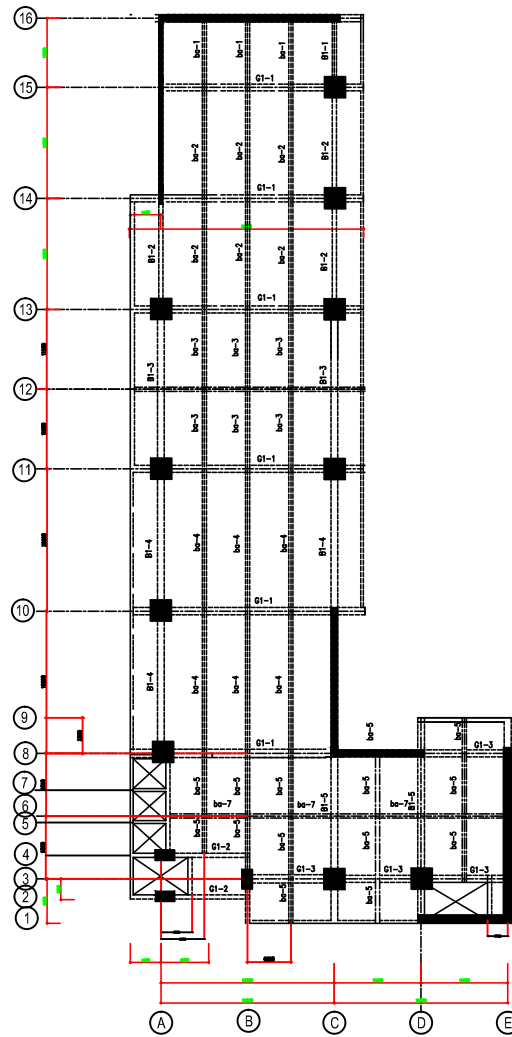
DENAH BALOK LANTAI 1-30

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



DENAH BALOK LANTAI 1-30  
SKALA 1 : 100



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R. Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

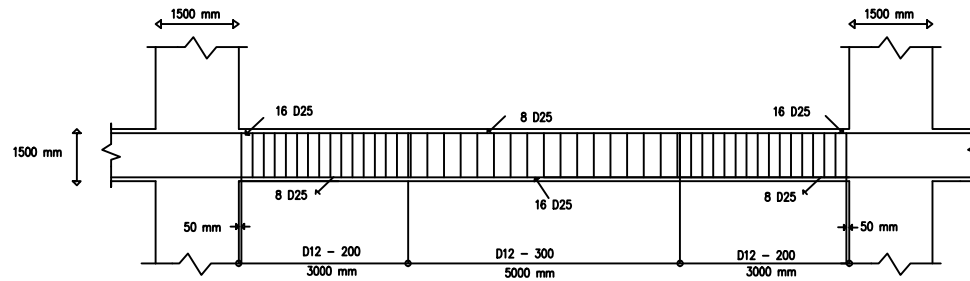
PENULANGAN BALOK UTAMA  
DAN BALOK ANAK

SKALA

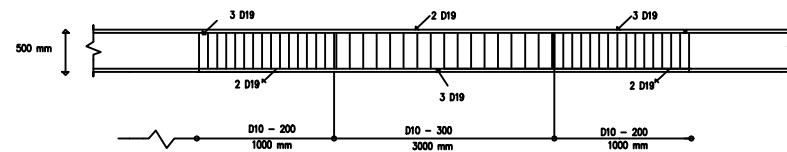
NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



⊕ PENULANGAN BALOK UTAMA G1-1  
SKALA 1:50



⊕ PENULANGAN BALOK ANAK Ba-1  
SKALA 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

TABEL PENULANGAN BALOK  
DAN KOLOM

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN

KODE POSISI	BALOK SANGKAR		BALOK PENUMPU DEPAN		BALOK PENUMPU BELAKANG	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN						
DIMENSI	350 x 450	350 x 450	400 x 500	400 x 500	400 x 500	400 x 500
TULANGAN ATAS	3 D 16	3 D 16	4 D 22	4 D 22	3 D 22	4 D 22
TULANGAN SAMPING	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10
TULANGAN BAWAH	3 D 16	3 D 16	2 D 22	9 D 22	2 D 22	8 D 22
SENGKANG	D10-150	D10-200	D8-150	D8-150	D8-100	D8-100

KOLOM LANTAI	K1-1	KOLOM LANTAI	K1-2	KOLOM LANTAI	K1-3
LANTAI 30		LANTAI 30		LANTAI 30	
LANTAI 16		LANTAI 16		LANTAI 16	
DIMENSI	1300 x 1300	DIMENSI	1100 x 1800	DIMENSI	1800 x 1100
TULANGAN UTAMA	36 D 25	TULANGAN UTAMA	60 D 25	TULANGAN UTAMA	60 D 25
SENGKANG	D22-100	SENGKANG	D22-100	SENGKANG	D22-100
MUTU BETON	$f_c' = 50 \text{ MPa}$	MUTU BETON	$f_c' = 50 \text{ MPa}$	MUTU BETON	$f_c' = 50 \text{ MPa}$
LANTAI 15		LANTAI 15		LANTAI 15	
LANTAI GROUND		LANTAI GROUND		LANTAI GROUND	
DIMENSI	1500 x 1500	DIMENSI	1100 x 2000	DIMENSI	2000 x 1100
TULANGAN UTAMA	48 D 25	TULANGAN UTAMA	60 D 25	TULANGAN UTAMA	60 D 25
SENGKANG	D22-100	SENGKANG	D22-100	SENGKANG	D22-100
MUTU BETON	$f_c' = 50 \text{ MPa}$	MUTU BETON	$f_c' = 50 \text{ MPa}$	MUTU BETON	$f_c' = 50 \text{ MPa}$



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R. Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

TABEL PENULANGAN BALOK  
DAN KOLOM

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN

KODE	G1-1		G1-2		G1-3					
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN										
DIMENSI	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500				
TULANGAN ATAS	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25				
TULANGAN SAMPIING	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16				
TULANGAN BAWAH	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25				
SENGKANG	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200				
KODE	B1-1		B1-2		B1-3		B1-4		B1-5	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN										
DIMENSI	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500	1000 x 1500
TULANGAN ATAS	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25
TULANGAN SAMPIING	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16	2 D 16
TULANGAN BAWAH	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25	8 D 25	16 D 25
SENGKANG	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200	D12-200
KODE	Ba-1		Ba-2		Ba-3		Ba-4		Ba-5	
	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN										
DIMENSI	400 x 500	400 x 500	400 x 500	400 x 500	400 x 500	400 x 500	400 x 500	400 x 500	400 x 500	400 x 500
TULANGAN ATAS	3 D 19	2 D 19	3 D 19	2 D 19	3 D 19	2 D 19	3 D 19	2 D 19	3 D 19	2 D 19
TULANGAN SAMPIING	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10	2 D 10
TULANGAN BAWAH	2 D 19	3 D 19	2 D 19	3 D 19	2 D 19	3 D 19	2 D 19	3 D 19	2 D 19	3 D 19
SENGKANG	D10-150	D10-200	D10-150	D10-200	D10-150	D10-200	D10-150	D10-200	D10-150	D10-200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

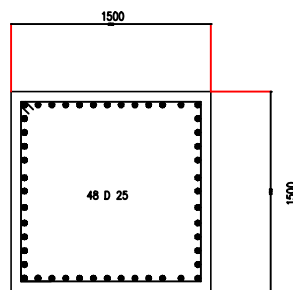
DETAIL PENULANGAN KOLOM

SKALA

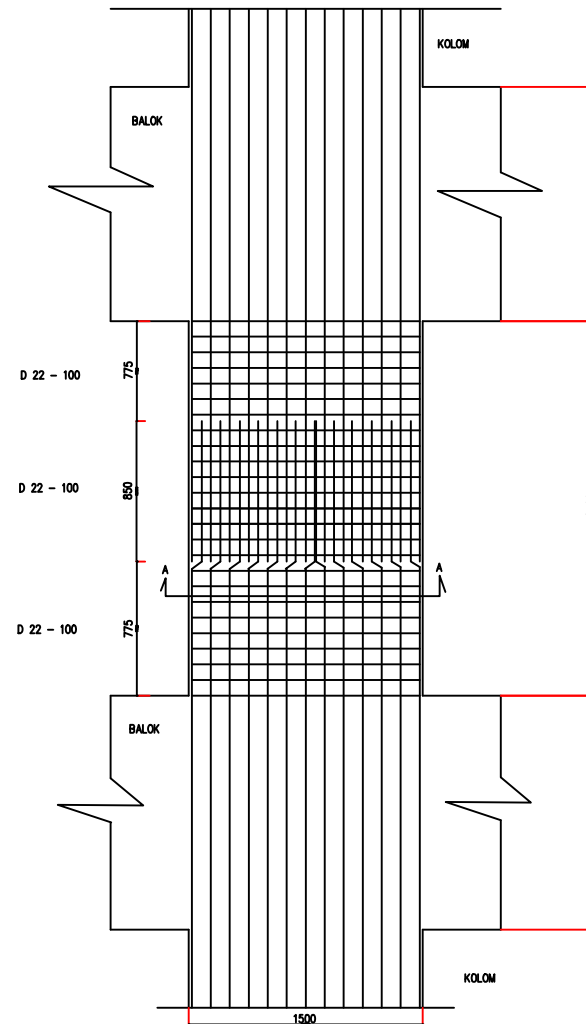
NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN

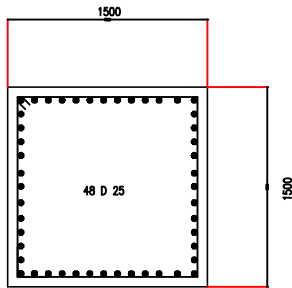


POTONGAN A  
SKALA 1 : 50

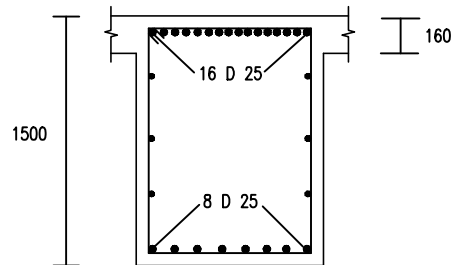


DENAH PENULANGAN KOLOM  
SKALA 1 : 50

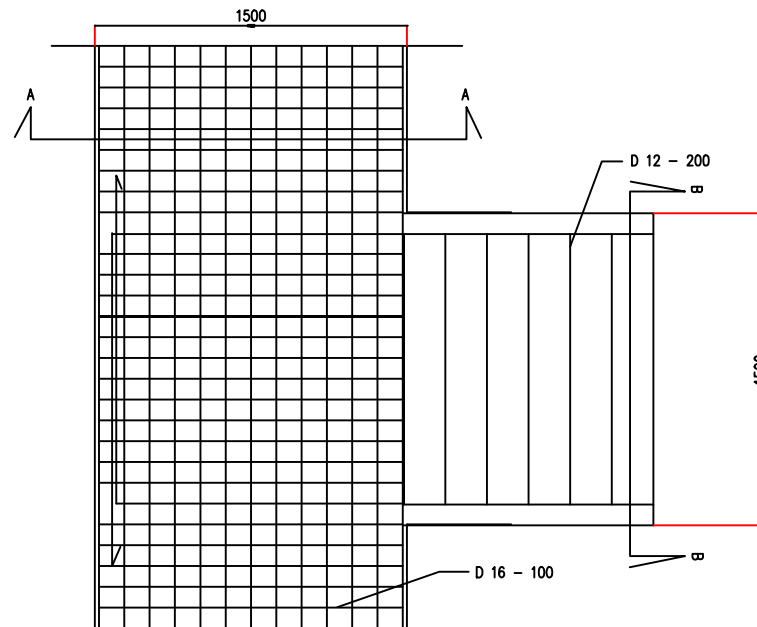




POTONGAN A  
SKALA 1 : 50



POTONGAN B  
SKALA 1 : 50



HUBUNGAN BALOK KOLOM  
SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R. Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

HUBUNGAN BALOK KOLOM

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

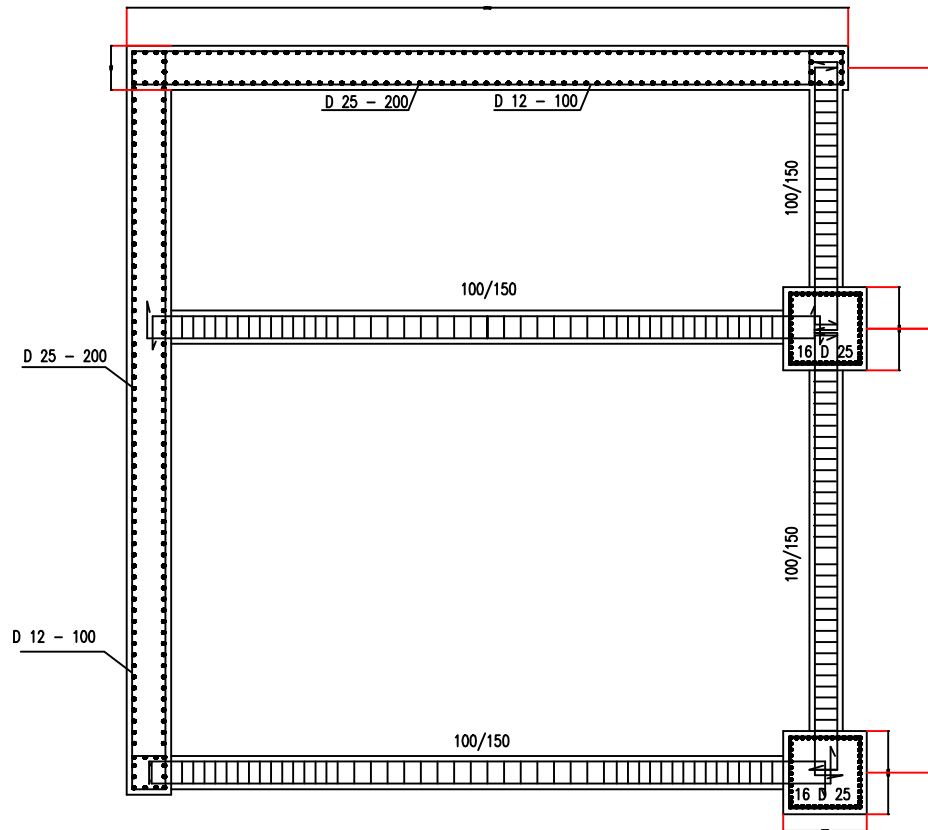
HUBUNGAN BALOK DAN  
SHEAR WALL

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

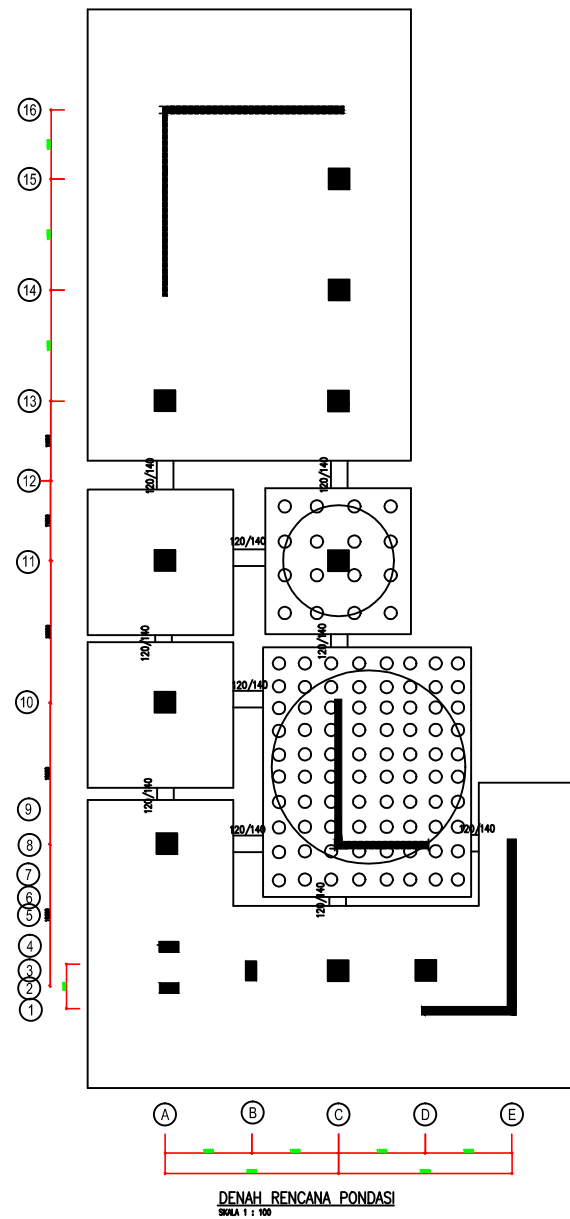
DENAH RENCANA PONDASI

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R. Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

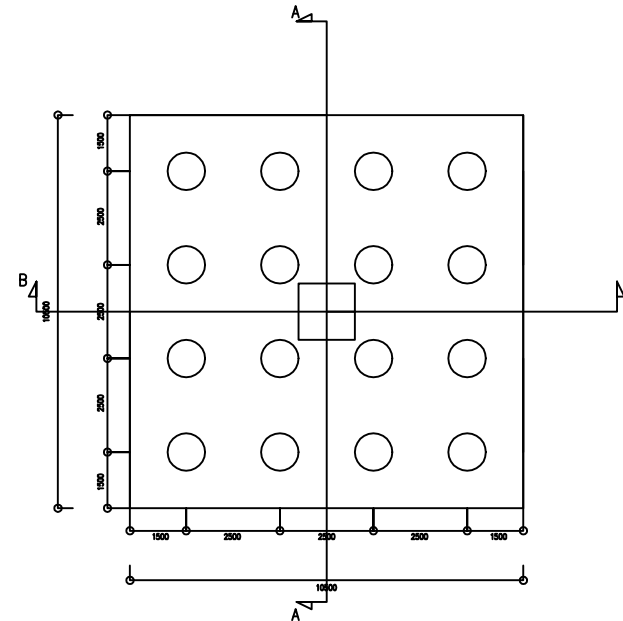
DETAIL PONDASI KOLOM

SKALA

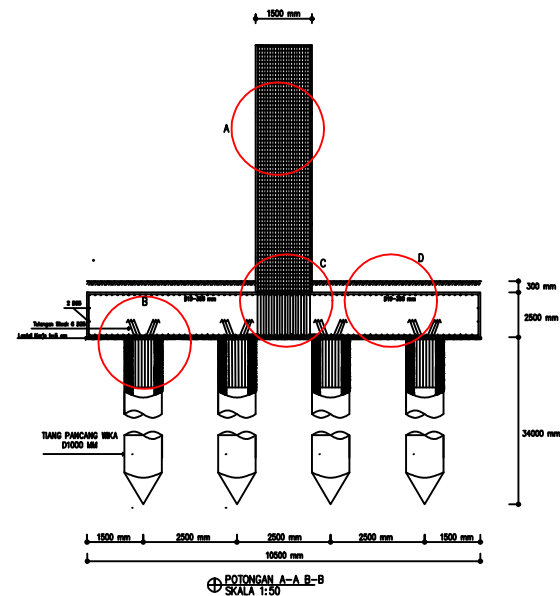
NO. GAMBAR

DISETUJUI

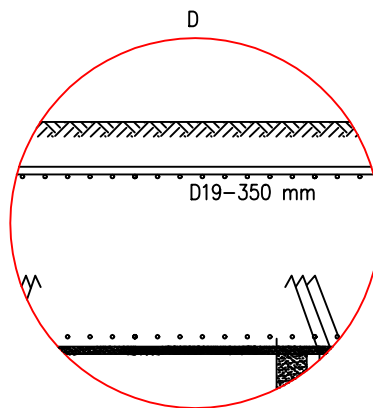
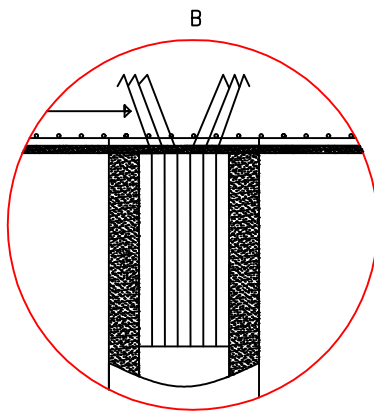
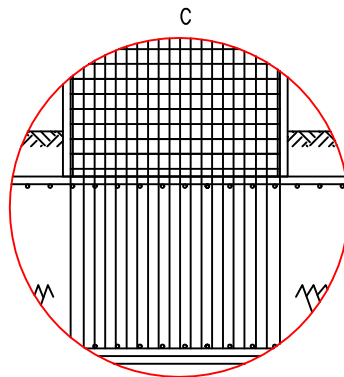
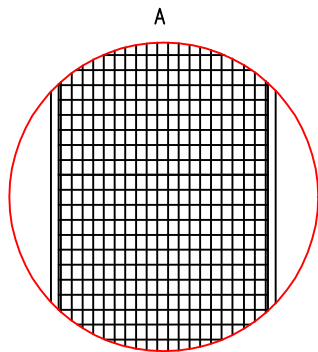
CATATAN



⊕ DEWAH PONDASI KOLOM  
SKALA 1:50



⊕ POTONGAN A-A B-B  
SKALA 1:50





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R. Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

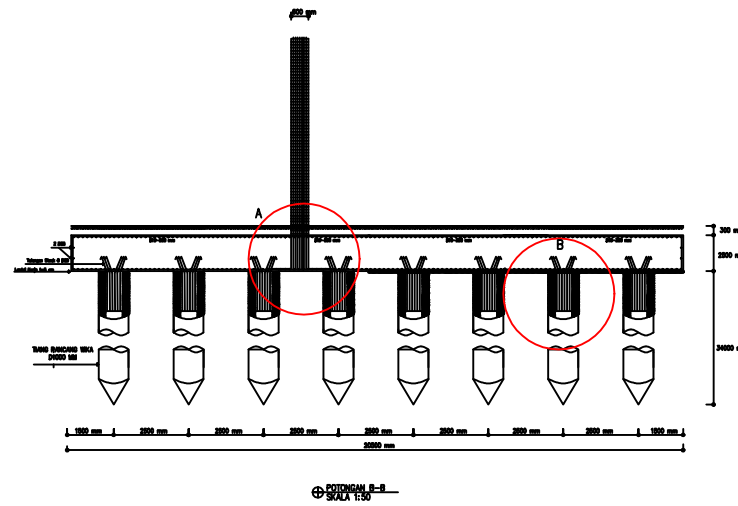
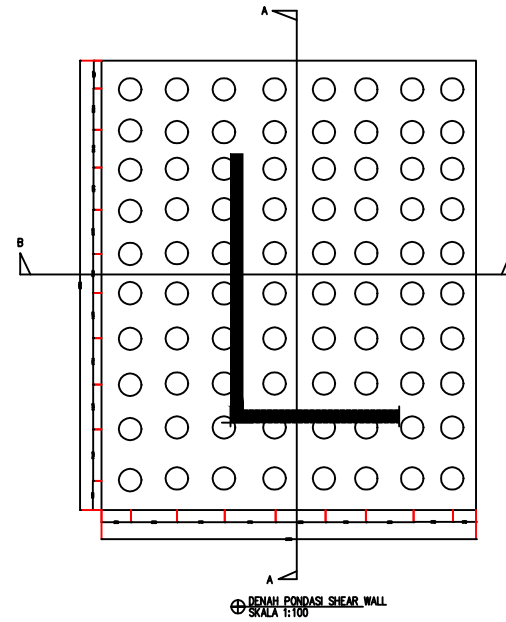
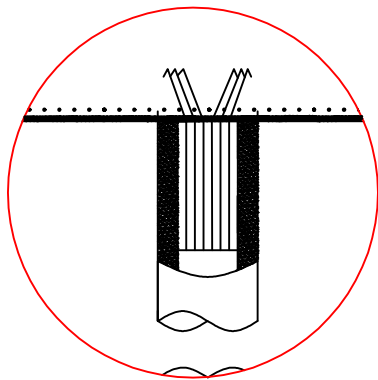
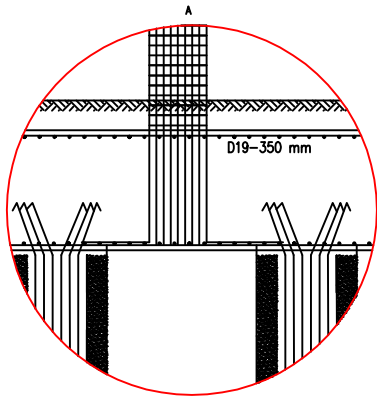
DETAIL PONDASI SHEAR WALL

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

JUDUL TUGAS

LAMPIRAN  
TUGAS AKHIR

DOSEN KONSULTASI

Endah Wahyuni, ST., MSc., Ph.D  
Ir. R. Soewardjo MSc

MAHASISWA

KHARISMA RIESYA DIRGANTARA  
3110100149

GAMBAR

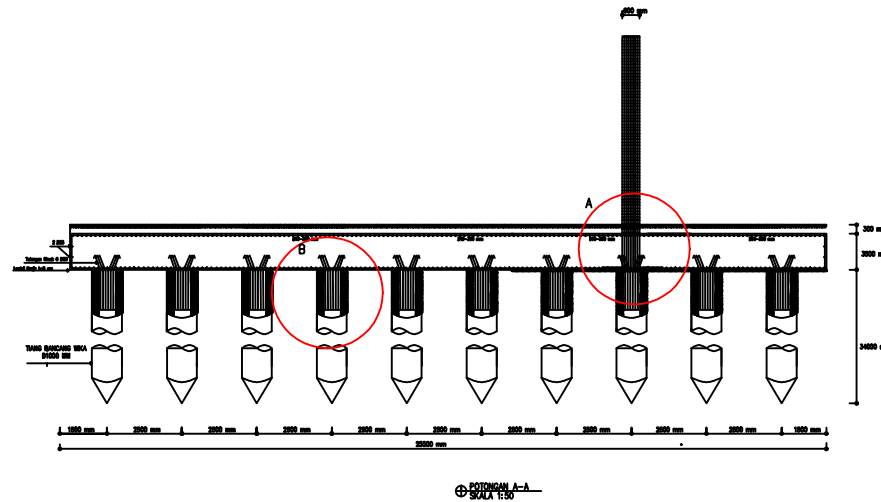
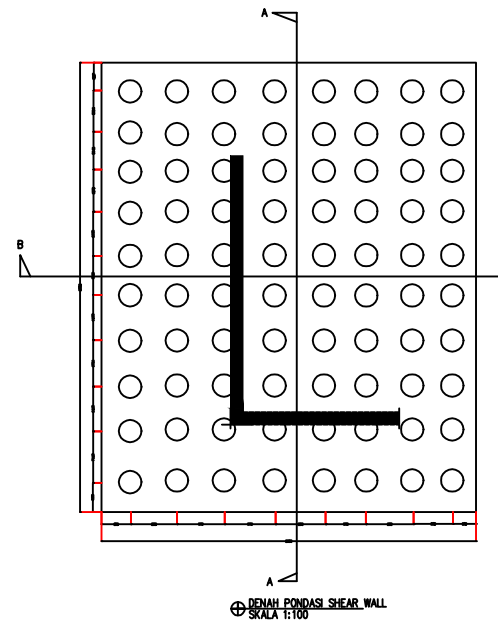
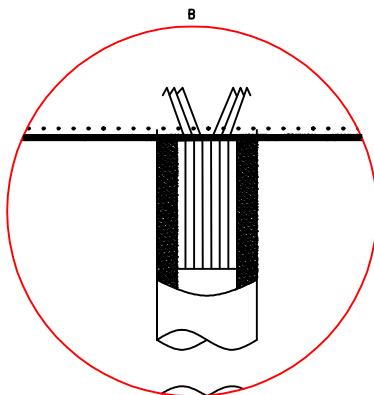
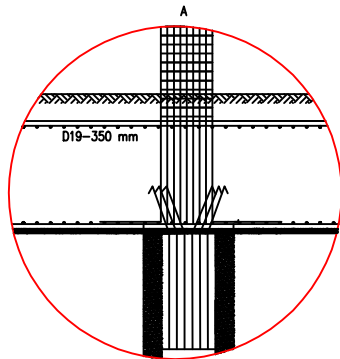
DETAIL PONDASI SHEAR WALL

SKALA

NO. GAMBAR

DISETUJUI

CATATAN



## BIODATA PENULIS



### **Kharisma Riesya Dirgantara**

Penulis dilahirkan di Surabaya pada tanggal 29 Desember 1991. Penulis merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Muhammadiyah 4 Surabaya (1998-2004), SMP Negeri 35 Surabaya (2004-2007), SMA Muhammadiyah 2 Surabaya (2007-2010), dan selanjutnya penulis terdaftar di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya (2010-2014) dengan NRP 3110100149. Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya ini penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi struktur dengan judul Tugas Akhir “*Modifikasi Struktur Gedung Graha Pena Extension di Wilayah Gempa Tinggi Menggunakan Sistem Ganda*”, penulis sempat aktif sebagai pengurus di Himpunan Mahasiswa Sipil serta aktif di beberapa kegiatan yang diselenggarakan oleh jurusan, fakultas, maupun institute dan kegiatan diluar kampus lainnya.

Contact Person:

Email : [arga\\_dirga@yahoo.com](mailto:arga_dirga@yahoo.com)

Twitter : @argariesya