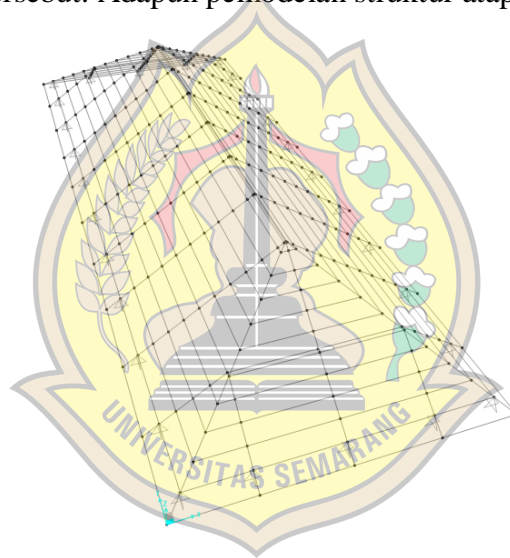


BAB IV

PERHITUNGAN STRUKTUR

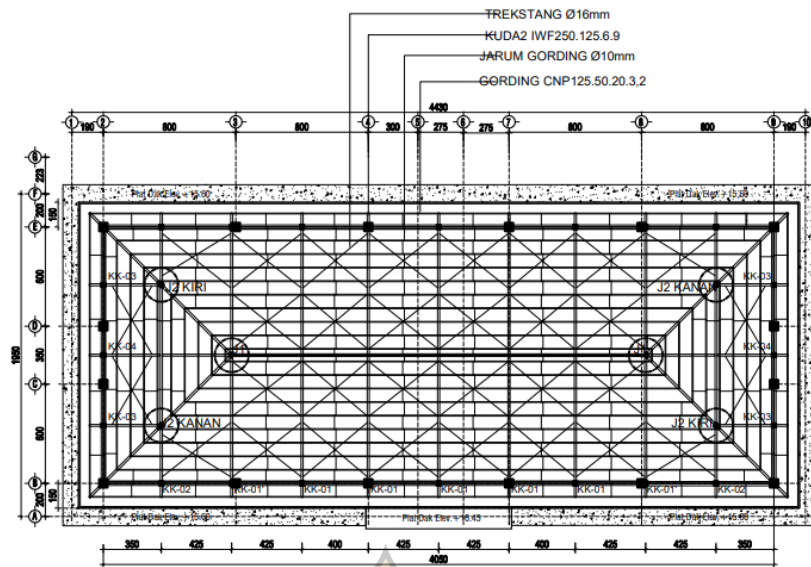
4.1 Perencanaan Struktur Atap

Atap direncanakan menggunakan struktur kuda-kuda baja dengan menggunakan bentuk limasan untuk. Perhitungan struktur atap didasarkan pada panjang bentangan kuda-kuda. Selain itu juga diperhitungkan terhadap beban yang bekerja, yaitu meliputi beban mati, beban hidup, dan beban angin. Setelah diperoleh pembebanan, kemudian dilakukan perhitungan dan perencanaan dimensi batang kuda-kuda tersebut. Adapun pemodelan struktur atap sebagai berikut :



Gambar 4.1 Perspektif Rangka Atap

Sumber : dokumentasi pribadi program SAP

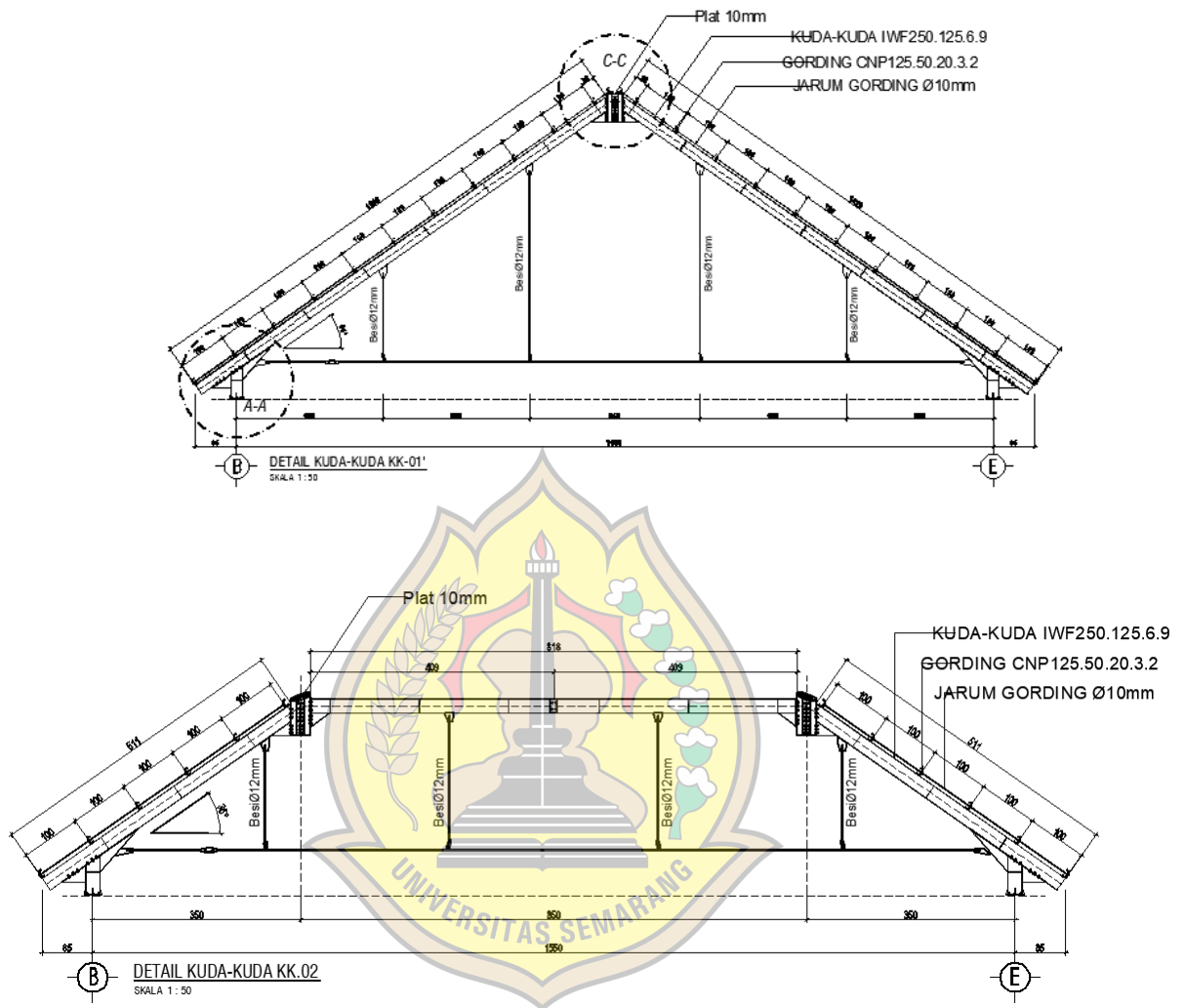


Gambar 4.2 Tampak Atas Rangka Atap

Sumber : dokumentasi pribadi



USM



Gambar 4.3 Pemodelan Kuda-Kuda

Sumber : dokumentasi pribadi

4.1.1 Perhitungan Atap

4.1.1.1 Perhitungan Rangka Atap

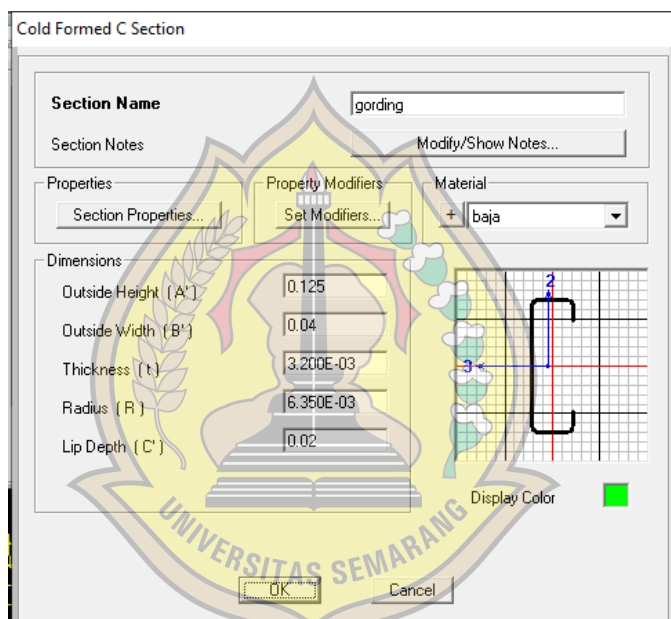
Data-Data Perencanaan Kuda-Kuda

- Bentang kuda-kuda = 17,45 m
- Jarak kuda-kuda = 4,25 m
- Jarak gording = 1 m
- Sudut Kemiringan Atap = 35°
- Gording = CNP 125.50.20.3,2
= 125 x 50 x 20 x 3,2
- Berat Gording = 6.13 kg/m

(Asumsi)

150x50x20x4.5	150	5.906	50	1.969	20	0.787	4.5	0.177	11.72	1.817	9.20	2.802	6.182	0	0	1.54	0.604	368	8.841	35.7	0.858	5.60	2.205	1.75	0.689	49.0	2.990	10.5	0.641		
150x50x20x3.2	150	5.906	50	1.969	20	0.787	3.2	0.126	8.607	0.207	6.76	2.059	4.543	0	0	1.54	0.604	280	6.727	28.3	0.680	5.71	2.248	1.81	0.713	37.4	2.282	8.19	0.631		
150x50x20x2.3	150	5.906	50	1.969	20	0.787	2.3	0.150	6.322	0.980	4.96	1.511	3.333	0	0	1.55	0.610	210	5.045	21.9	0.526	5.77	2.272	1.86	0.772	28.0	1.708	6.33	0.513		
125x50x20x4.5	125	4.921	50	1.969	20	0.787	4.5	0.177	10.59	1.641	8.32	2.534	5.591	0	0	1.68	0.661	238	5.718	33.5	0.805	4.74	1.866	1.78	0.701	38.0	2.319	10.1	0.616		
125x50x20x4.0	125	4.921	50	1.969	20	0.787	4.0	0.157	9.548	1.480	7.50	2.285	5.040	0	0	1.68	0.661	217	5.213	33.1	0.795	4.77	1.878	1.81	0.713	34.7	2.117	8.38	0.572		
125x50x20x3.2	125	4.921	50	1.969	20	0.787	3.2	0.126	7.807	1.210	6.13	1.867	4.119	0	0	1.68	0.661	181	4.349	26.6	0.639	4.82	1.898	1.85	0.728	29.0	1.770	8.02	0.489		
125x50x20x2.3	125	4.921	50	1.969	20	0.787	2.3	0.150	5.747	0.891	4.51	1.374	3.031	0	0	1.69	0.665	137	3.291	20.6	0.495	4.86	1.921	1.88	0.783	21.9	1.336	6.22	0.520		
100x50x20x4.5	100	3.937	50	1.969	20	0.787	4.5	0.177	9.469	1.468	7.43	2.263	4.993	0	0	1.86	0.732	139	3.339	30.9	0.742	3.82	1.504	1.81	0.713	27.7	1.690	9.82	0.589		
100x50x20x4.0	100	3.937	50	1.969	20	0.787	4.0	0.157	8.548	1.325	6.71	2.044	4.509	0	0	1.86	0.732	127	3.051	28.7	0.690	3.85	1.516	1.83	0.720	25.4	1.550	9.13	0.557		
100x50x20x3.2	100	3.937	50	1.969	20	0.787	3.2	0.126	7.007	1.086	5.50	1.675	3.696	0	0	1.86	0.732	107	2.571	24.5	0.589	3.90	1.535	1.87	0.736	21.3	1.300	7.81	0.477		
100x50x20x2.6	100	3.937	50	1.969	20	0.787	2.6	0.102	5.795	0.898	4.55	1.386	3.057	0	0	1.86	0.732	89.7	2.155	21.0	0.509	3.93	1.547	1.90	0.748	17.9	1.092	6.68	0.408		
																0	0	1.86	0.732	80.7	1.939	19.0	0.456	3.95	1.555	1.92	0.756	16.1	0.982	6.06	0.370

Tabel 4.1 Tabel Profil Konstruksi Baja



Gambar 4.4 Gording Light Lip Channels

Sumber : Data Pribadi Program SAP

- | Modulus Elastisitas (E) = 200000 Mpa
- | Modulus Geser (G) = 80000 Mpa
- | Poisson Ratio = 30%

| Koefisien Muai (α_t) = $12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

(SNI 03 – 1729 – 2002, hal 9)

| Mutu Baja = BJ 37

| Tegangan Leleh (f_y) = 240 Mpa

| Tegangan Ultimit
(f_u) = 370 Mpa

| Tegangan Dasar = 160 Mpa

| Peregangan
Minimum = 20%

(SNI 03-1729 – 2002, hal 11)

| Berat per unit volume = 7850 kg/m^3

| Penutup atap = 50 kg/m^2

| Plafond Eternit + Penggantung = $11 \text{ kg/m}^2 + 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$

(PPPURG 1987, hal 5 dan 6)

| Beban Hidup Pekerja = 100 kg

| Beban Air Hujan = $(40 - 0,8 \times 30^0) = 16 \text{ kg/m}^2$

(PPPURG 1987, hal 7)

| Tekanan Tiup Angin = 25 kg/m^2

(PPPURG 1987, hal 18)



USM

4.1.1.2 Perhitungan Gording

Data Perencanaan Gording Profil *Light Lip Channels*:

1. Pembebanan

a. Beban Mati (q)

Beban penutup atap = $50 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$	= 50	kg/m
Berat Gording	= 6,13	kg/m
Beban Mati(q)	= 56,13	kg/m₊

b. Beban Hidup (P)

Beban hidup adalah beban terpusat dan terjadi karena beban manusia yang bekerja pada pekerjaan atap dan beban air hujan.

- Beban Hidup Pekerja = 100 kg
- Beban Air Hujan = $(40 - 0,8 \times 35^0) = 12 \text{ kg/m}^2$
 $= 12 \text{ kg/m}^2 \times 4,25 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 51 \text{ kg}$

c. Beban Angin (W)

Tekanan tiup angin = 25 kg/m^2

Koefisien angin:

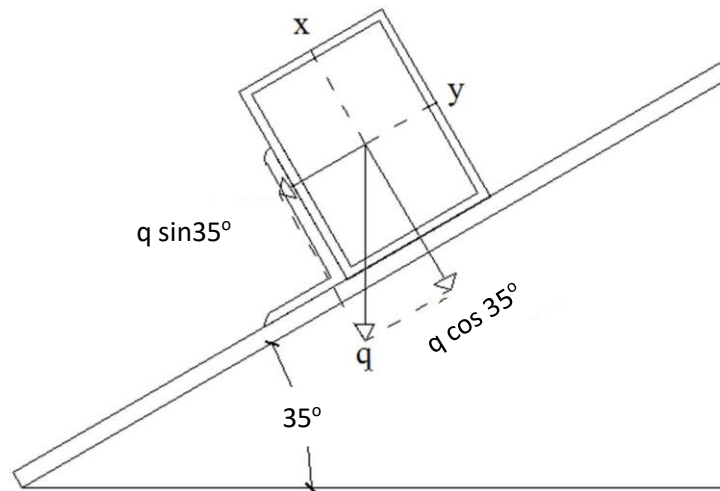
- Angin tekan = $0,02\alpha - 0,4 = 0,02 \times 30^\circ - 0,4 = 0,2$
- Angin hisap = $-0,40$

(PPPURG, hal 21)

Beban angin :

- Beban angin tekan = $0,2 \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ kg/m}$
- Beban angin hisap = $-0,4 \times 1 \text{ m} \times 25 \text{ kg/m}^2 = -10 \text{ kg/m}$

2. Momen Akibat Pembebanan



Gambar 4.5 Pemodelan Beban Mati

Sumber : Data Pribadi Program Autocad

a. Beban Mati (D)

$$q = 56,13 \text{ kg/m}$$

$$q_x = q \sin \alpha = 56,13 \text{ kg/m} \cdot \sin 35^\circ = 32,192 \text{ kg/m}$$

$$q_y = q \cos \alpha = 56,13 \text{ kg/m} \cdot \cos 35^\circ = 45,979 \text{ kg/m}$$

$$M_{xi} = (1/8 \cdot q_x \cdot L^2) \cdot 0,8$$

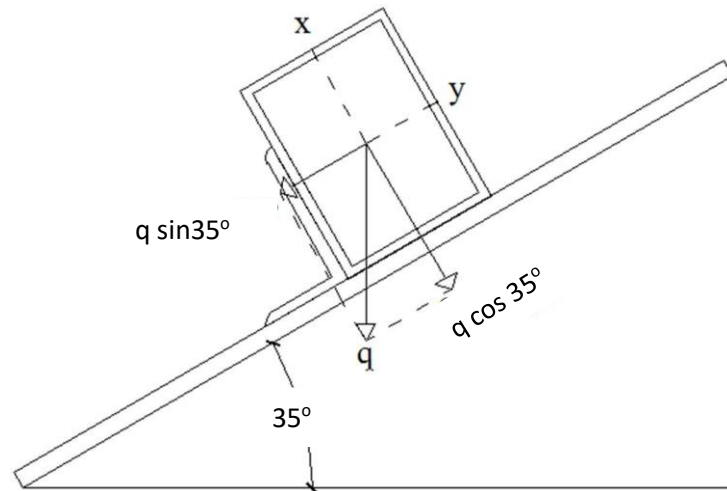
$$M_{yi} = (1/8 \cdot q_y \cdot L^2) \cdot 0,8$$

$$= (1/8 \times 32,192 \text{ kg/m} \times 4,25^2 \text{ m}) \times 0,8 = (1/8 \times 45,979 \text{ kg/m} \times 4,25^2 \text{ m}) \times 0,8$$

$$= 58,146 \text{ kg.m} = 83,049 \text{ kg.m}$$

(Teknik Sipil, hal 68)

USM



Gambar 4.6 Pemodelan Beban Hidup

Sumber : Data Pribadi Program Autocad

▮ **Beban Hidup Pekerja**

$$\begin{aligned}
 P &= L = 100 \text{ kg} \\
 P_x &= P \sin \alpha = 100 \text{ kg} \cdot \sin 35^\circ = 57,357 \text{ kg} \\
 P_y &= P \cos \alpha = 100 \text{ kg} \cdot \cos 35^\circ = 81,915 \text{ kg} \\
 M_{x_2} &= (1/4 \cdot P_x \cdot L) \cdot 0,8 & M_{y_2} &= (1/4 \cdot P_y \cdot L) \cdot 0,8 \\
 &= (1/4 \times 57,357 \text{ kg} \times 4,25\text{m}) \cdot 0,8 & &= (1/4 \times 81,915 \text{ kg} \times 4,25\text{m}) \cdot 0,8 \\
 &= 48,753 \text{ kg.m} & &= 69,627 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

(Teknik Sipil, hal 68)

▮ **Beban Hidup Air Hujan**

$$\begin{aligned}
 P &= L = 51 \text{ kg} \\
 P_x &= P \sin \alpha = 51 \text{ kg} \cdot \sin 35^\circ = 29,252 \text{ kg} \\
 P_y &= P \cos \alpha = 51 \text{ kg} \cdot \cos 35^\circ = 41,776 \text{ kg} \\
 M_{x_2} &= (1/4 \cdot P_x \cdot L) \cdot 0,8 & M_{y_2} &= (1/4 \cdot P_y \cdot L) \cdot 0,8 \\
 &= (1/4 \times 29,252 \text{ kg} \times 4,25\text{m}) \cdot 0,8 & &= (1/4 \times 41,776 \text{ kg} \times 4,25\text{m}) \cdot 0,8 \\
 &= 24,864 \text{ kg.m} & &= 35,509 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

(Teknik Sipil, hal 68)

Jadi jumlah beban hidup pekerja dan beban hidup air hujan

adalah $M_{x_2} = 48,753 \text{ kg.m} + 24,864 \text{ kg.m} = 73,617 \text{ kg.m}$

$M_{y_2} = 69,627 \text{ kg.m} + 35,509 \text{ kg.m} = 105,136 \text{ kg.m}$

b. Beban Angin

Tekanan tiup angin = 25

kg/m² Beban angin tekan = 5

kg/m Beban angin hisap = -

10 kg/m

$$M_{y_3 \text{ tekan}} = (1/8 \cdot W_{ty} \cdot L^2) \cdot 0,8$$

$$= (1/8 \times 5 \text{ kg/m} \times 4,25^2 \text{ m}) \times 0,8$$

$$= 11,289 \text{ kg.m}$$

$$M_{y_3 \text{ hisap}} = (1/8 \cdot W_{hy} \cdot L^2) \cdot 0,8$$

$$= (1/8 \times -10 \text{ kg/m} \times 4,25^2 \text{ m}) \times 0,8$$

$$= -22,578 \text{ kg.m}$$

*(Teknik Sipil, hal 68)***1. Kombinasi Pembebanan****a. 1,4 D**

$$U_x = 1,4 (58,146 \text{ kg.m}) = 81,405 \text{ kg.m}$$

$$U_y = 1,4 (83,049 \text{ kg.m}) = 116,268 \text{ kg.m}$$

b. 1,2 D + 0,5 La

$$U_x = 1,2 (58,146 \text{ kg.m}) + 0,5 (48,753 \text{ kg.m}) = 94,151 \text{ kg.m}$$

$$U_y = 1,2 (83,049 \text{ kg.m}) + 0,5 (69,627 \text{ kg.m}) = 134,472 \text{ kg.m}$$

c. 1,2 D + 1,6 La + 0,8 W

$$U_x = 1,2 (58,146 \text{ kg.m}) + 1,6 (48,753 \text{ kg.m}) + 0,8 (0) = 147,78 \text{ kg.m}$$

$$U_y = 1,2 (83,049 \text{ kg.m}) + 1,6 (69,627 \text{ kg.m}) + 0,8 (11,289 \text{ kg.m}) = 220,092 \text{ kg.m}$$

d. 1,2 D + 1,3 W + 0,5 La

$$U_x = 1,2 (58,146 \text{ kg.m}) + 1,3 (0) + 0,5 (48,753 \text{ kg.m}) = 94,151 \text{ kg.m}$$

$$U_y = 1,2 (83,049 \text{ kg.m}) + 1,3 (11,289 \text{ kg.m}) + 0,5 (69,627 \text{ kg.m}) = 149,148 \text{ kg.m}$$

e. 0,9 D ± 1,3 W

$$U_x = 0,9 (58,146 \text{ kg.m}) + 1,3 (0) = 52,331 \text{ kg.m}$$

$$= 0,9 (58,146 \text{ kg.m}) - 1,3 (0) = 52,331 \text{ kg.m}$$

$$U_y = 0,9 (83,049 \text{ kg.m}) + 1,3 (11,289 \text{ kg.m}) = 89,419 \text{ kg.m}$$

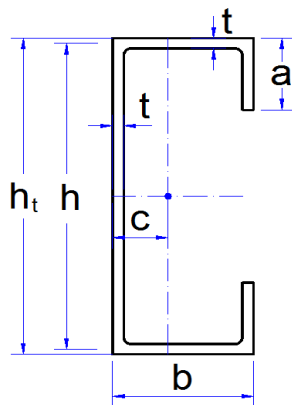
$$= 0,9 (83,049 \text{ kg.m}) - 1,3 (11,289 \text{ kg.m}) = 60,068 \text{ kg.m}$$

(pasal 6.2.2, SNI 03-1729-2002, hal 13)

Moment maximal yang didapat dari kombinasi pembebanan : $M_x = 147,78 \text{ kg.m} = 1,47 \times 10^6 \text{ N.mm}$
 $M_y = 220,092 \text{ kg.m} = 2,20 \times 10^6 \text{ N.mm}$
 Faktor reduksi 0,9

2. Kontrol Moment Terhadap Gording

Profil gording *CNP 125.50.20.3,2*
 Sectional Area $7,807 \text{ cm}^2 = 780,7 \text{ mm}^2$
 Geometrical moment of Inertia $I_x = 181 \text{ cm}^4 = 1,81 \times 10^6 \text{ mm}^4$
 $I_y = 26,6 \text{ cm}^4 = 0,26 \times 10^6 \text{ mm}^4$



Elastic modulus of section

$$S_x = 29 \text{ cm}^3 = 2,9 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 8,02 \text{ cm}^3 = 0,802 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Radius of gyration

$$R_x = 4,82 \text{ cm} = 4,82 \times 10$$

$$\text{mm } R_y = 1,85 \text{ cm} = 1,85 \times$$

$$10 \text{ mm}$$

(tabel profil kostruksi baja, Rudy Gunawan)

Gambar 4.7 Light Lip Channels

Sumber : tabel profil kostruksi baja, Rudy Gunawan

Menghitung Plastic modulus of section

$$H_t = 125 \text{ mm}$$

$$b = 50 \text{ mm}$$

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

$$C = 16,8 \text{ mm}$$

$$T = 3,2 \text{ mm}$$

SUMBU X

$$Z_X = 1 / 4 * h_t * t^2 + a * t * (h_t - a) + t * (b - 2 * t) * (h_t - t)$$

$$Z_X = 1 / 4 * 125 * 3,2^2 + 20 * 3,2 * (125 - 20) + 3,2 * (50 - 2 * 3,2) * (125 - 3,2)$$

$$Z_X = 24033,536$$

SUMBU Y

$$ZY = ht*t*(c - t / 2) + 2*a*t*(b - c - t / 2) + t * (c - t)^2 + t * (b - t - c)^2$$

$$ZY = 125*3,2*(16,8 - 3,2 / 2) + 2*20*3,2*(50 - 16,8 - 3,2 / 2) + 3,2 * (16,8 - 3,2)^2 + 3,2 * (50 - 3,2 - 20)^2$$

$$ZY = 15037,44$$

Kontrol momen terhadap batas tekuk local

- Sayap

i. $\lambda = \frac{b}{tf}$

$$\lambda = \frac{50}{3,2} = 15,625$$

ii. $\lambda p = \frac{500}{\sqrt{fy}}$

$$\lambda p = \frac{500}{\sqrt{240}} = 32,27$$

iii. $\lambda r = \frac{625}{\sqrt{fy}}$

$$\lambda r = \frac{625}{\sqrt{240}} = 40,343$$

30)

$$\lambda < \lambda p < \lambda r$$

$$15,625 < 32,27 < 40,343$$

(Penampang kompak)

- Badan

$$\lambda = \frac{h-(2tf+2tr)}{tf}$$

$$\lambda = \frac{125-(2.3,2+2.3,2)}{3,2} = 35,06$$

$$\lambda p = \frac{1680}{\sqrt{fy}}$$

$$\lambda p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,44$$

$$\lambda r = \frac{2550}{\sqrt{fy}}$$

$$\lambda r = \frac{2550}{\sqrt{240}} = 164,6$$

(tabel 7.5-1, SNI 03- 1729- 2002, hal

$$\lambda < \lambda p < \lambda r$$

$$35,06 < 108,44 < 164,6$$

(Penampang kompak)

(pasal 8.2.4, SNI 03- 1729- 2002, hal 36)

a. Kontrol Momen Nominal yang Bekerja pada Profil

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_y \leq 1,6 F_y \cdot S_y$$

$$M_{nx} = Z_x \cdot F_y \leq 1,6 F_y \cdot S_x$$

$$= 24033,536 \cdot 240 \leq 1,6 \cdot 29000 \cdot 240$$

$$= 5768048,64 \text{ N.mm} \leq 11136000 \text{ N.mm}$$

$$M_{ny} = Z_y \cdot F_y \leq 1,6 F_y \cdot S_y$$

$$= 15037,44 \cdot 240 \leq 1,6 \cdot 8020 \cdot 240$$

$$= 3608985,6 \text{ N.mm} \leq 4079680 \text{ N.mm}$$

b. Kontrol Tegangan Lentur

$$\frac{M_{uxmax}}{\phi_b.M_{nx}} + \frac{M_{uymax}}{\phi_b.M_{ny}} \leq 1,0$$

$$\frac{1520000}{0,9 \times 5768048,64} + \frac{2261100}{0,9 \times 3608985,6} \leq 1,0$$

$$0,988 \leq 1,0$$

1. Kontrol momen terhadap batas tekuk global

a. Kontrol momen terhadap tekuk torsi lateral

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{26,6}{7,807}}$$

$$= 1,85 \text{ cm} = 18,5 \text{ mm}$$

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

$$L_p = 1,76 \cdot 18,5 \cdot \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$L_p = 939,926 \text{ mm} \rightarrow 0,939 < L = 4,25$$

(Pasal 8.3-2, SNI 03-1729-2002)

Modulus geser

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{200000}{2(1+0,3)} = 76923,076 \text{ Mpa}$$

(Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD)

Konstanta Torsi

$$J = \sum \frac{b+t^3}{3} = \frac{2b \cdot t f^3 + 2(h-tf)tw^3}{3}$$

$$J = \frac{2 \cdot 50 \cdot 3,2^3 + 2(125-3,2) \cdot 50^3 \cdot 3,2^3}{3} = 3753,028 \text{ mm}^4$$

(Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD)

Konstanta Warping

$$C_w = \frac{(h-tf)^3 \cdot b^3 \cdot t f}{24}$$

$$C_w = \frac{(125-3,2)^2 \cdot 50^3 \cdot 3,2}{24} = 247254000 \text{ mm}^6$$

(Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD)

$$M_r = (f_y - f_r) S_x$$

$$= (240 - 70)(2,9 \times 10^4) = 493 \times 10^4$$

$$M_p = f_y \cdot Z_x$$

$$= 240 \cdot 24033,536 = 576,8 \times 10^4$$

$$f_l = f_y - f_r = 240 - 70 = 170 \text{ Mpa}$$

$$X1 = \frac{\pi}{Sx} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$X1 = \frac{3,14}{2,9 \times 10^4} \sqrt{\frac{200000 \times 76923,076 \times 3753,028 \times 780,7}{2}}$$

$$X1 = 16255,224 \text{ Mpa}$$

$$X2 = 4 \left(\frac{Sx}{GJ} \right)^2 \cdot \frac{Cw}{Iy}$$

$$X2 = 4 \left(\frac{2,9 \times 10^4}{76923,076 \times 3753,028} \right)^2 \cdot \frac{0,24 \times 10^9}{0,26 \times 10^6}$$

$$X2 = 3,725 \text{ mm}^4/\text{N}^2$$

$$Lr = ry \left(\frac{x1}{f1} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + x2 \cdot fl^2}}$$

(tabel 8.3-2, SNI 03 – 1729 -2002)

$$Lr = 18,5 \left(\frac{16255,224}{170} \right) \sqrt{1 + \sqrt{1 + 3,725 \cdot 170^2}}$$

$$Lr = 32144,572 \text{ mm} = 32,144 \text{ m}$$

$$Lp = 0,939 \text{ m} < L = 4,25 \text{ m} < Lr = 32,144$$

Maka bentang termasuk bentang menengah (inelastis)

(pasal 8.3.5, SNI 03-1729-2002)

Batasan momen

$$Cb = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 \cdot Ma + 4 \cdot Mb + 3 \cdot Mc} < 2,3$$

(pasal 8.3-1, SNI 03-1729-2002)

$$M_{max} = M_{ux \text{ max}} = 152 \text{ kg.m}$$

Moment max adalah moment pada tengah bentang ,panjang bentang L = 4,25 m ,

Maka :

$$M_{\text{max}} = 1/8 \cdot q_{\text{max}} \cdot L^2$$

$$152 = 1/8 \cdot q_{\text{max}} \cdot 4,25^2$$

$$q_{\text{max}} = 67,321 \text{ kg}$$

Momen pada ¼ bentang

$$Ma = \frac{q_{\text{max}} \cdot \frac{1}{8} l}{2} \left(1 - \frac{1}{8} l \right) = \frac{7}{128} q_{\text{max}} l^2$$

$$Ma = \frac{7}{128} 67,321 \cdot 4,25^2 = 66,499 \text{ kg. m}$$

Momen pada ½ bentang

$$Mb = \frac{q_{\text{max}} \cdot \frac{1}{4} l}{2} \left(1 - \frac{1}{4} l \right) = \frac{3}{32} q_{\text{max}} l^2$$

$$Mb = \frac{3}{32} 67,321 \cdot 4,25^2 = 113,998 \text{ kg.m}$$

Momen pada $\frac{3}{4}$ bentang

$$M_c = \frac{q \max \cdot \frac{3}{8} l}{2} \left(1 - \frac{3}{8} l\right) = \frac{15}{128} q \max l^2$$

$$M_c = \frac{15}{128} 67,321 \cdot 4,25^2 = 142,498 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 152}{2,5 \cdot 152 + 3 \cdot 66,499 + 4 \cdot 113,998 + 3 \cdot 142,498} < 2,3$$

$$C_b = 1,298 < 2,3 \text{ (ok)}$$

(pasal 8.3.1, SNI 03- 1729- 2002, hal 37)

Kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur

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

$$M_n = 1,298 \left[493 \times 10^4 + (576,8 \times 10^4 - 493 \times 10^4) \frac{32,144 - 4,25}{32,144 - 0,939} \right] \leq M_p$$

$$M_n = 437,451 \times 10^4 < 576,8 \times 10^4$$

(persamaan 8.3-2b, SNI 03- 1729- 2002, hal 38)

Kontrol Lendutan

$E = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ diasumsikan $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ kg/cm}^2$, momen inersia yang berada pada profil chanel $I_x = 181 \text{ cm}^4$, $I_y = 26,6 \text{ cm}^4$

(Tabel Profil Kontruksi Baja, hal 50)

1. Akibat Beban Mati

$$F_x = \frac{5 \cdot q_x \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 0,32 \cdot 4250^4}{384 \cdot 200000 \cdot 266000} = 2,555 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 0,45 \cdot 4250^4}{384 \cdot 200000 \cdot 1810000} = 0,528 \text{ cm}$$

2. Akibat Beban Hidup

$$F_x = \frac{P_x \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 73,57 \cdot 4250^3}{48 \cdot 200000 \cdot 266000} = 1,7242 \text{ cm}$$

$$F_y = \frac{P_y \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_x} = \frac{819,15 \cdot 4250^3}{48 \cdot 200000 \cdot 1810000} = 0,3618 \text{ cm}$$

3. Akibat Beban Angin

$$F_x = 0$$

$$F_y = \frac{5 \cdot W_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 0,11 \cdot 4250^4}{384 \cdot 200000 \cdot 1810000} = 0,129 \text{ cm}$$

4. Lendutan kombinasi

$$F_x \text{ total} = 2,555 + 1,7242 + 0 = 4,279 \text{ mm}$$

$$F_y \text{ total} = 0,528 + 0,3618 + 0,129 = 1,018$$

Syarat lendutan

$$F_{\text{timbul}} < f \text{ ijin}$$

$$F_{\text{timbul}} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

$$F_{\text{timbul}} = \sqrt{4,279^2 + 1,018^2} = 4,398 \text{ cm}$$

$$F_{\text{ijin}} = \frac{l}{240}$$

$$F_{\text{ijin}} = \frac{4250}{240}$$

$$F_{\text{ijin}} = 17,708$$

$$F_{\text{timbul}} < F_{\text{ijin}}$$

$$4,398 < 17,708$$

(tabel 6.4-1, SNI 03- 1729- 2002, hal 15)



USM

4.1.2. Perencanaan Kuda-kuda

Pada perencanaan kuda-kuda, tahapan dalam perencanaan meliputi : data-dataperhitungan teknis, pembebanan kuda-kuda, dan kontrol kekuatan profil pada kuda – kuda

4.1.2.1. Data Kuda-kuda

Bentang kuda-kuda	= 17,45 m
Jarak kuda-kuda	= 4,25 m
Jarak gording	= 1 m
Sudut kemiringan atap	= 35°
Penutup atap	= Genteng
Plafond	= Eternit
Sambungan	= Baut
Berat gording	= 6,13 kg/m
Modulus Elastisitas (E)	= 200000 Mpa
Modulus geser (G)	= 80000 Mpa
Poisson ratio (m)	= 30 %
Koefisien muai (at)	= $1,2 * 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

(Pasal 5.1.3, SNI 03- 1729- 2002, hal

9)

Mutu baja	= BJ 37
Tegangan leleh (fy)	= 240 Mpa
Tegangan Ultimit (fu)	= 370 Mpa
Peregangan minimum	= 20 %

(Tabel 5.3, SNI 03- 1729- 2002, hal 11)

Penutup atap genteng	= 50 kg/m ²
Berat per unit volume	= 7850 kg/m ³
Plafond eternit + penggantung	= 11+7 = 18 kg/m ²

(tabel 1, PPURG 1987, hal 6)

Beban hidup gording	= 100 kg
	(pasal 2.1.2.2, PPURG 1987, hal 7)
Tekanan tiup angin	= 25 kg/m ²
	(pasal 2.1.3.2, PPURG 1987, hal 18)

4.1.2.2. Pembebanan kuda-kuda

1. Akibat berat atap Beban permanen yang bekerja pada kuda-kuda akibat dari benda yang berada di atasnya berupa atap yang diasumsikan dengan menggunakan penutup genteng.

BA = Berat atap genteng x jarak gording x jarak kuda-kuda

$$BA = 50 \times 1 \times 4,25 = 212,50 \text{ kg}$$

Gambar 4.8 Input Beban Atap

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Progam SAP 2000)

2. Akibat berat gording

Beban permanen yang timbul dari berat profil baja yang difungsikan sebagai gording.

BG = berat profil baja x jarak kuda-kuda

$$BG = 6,13 \times 4,25 = 26.052 \text{ kg}$$

Gambar 4.9 Input Beban Gording

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Progam SAP 2000)

3. Akibat berat sendiri kuda-kuda

Beban permanen yang timbul dari berat profil baja yang difungsikan sebagai kuda-kuda, dihitung dalam Program SAP 2000, dalam perencanaan ini menggunakan profil baja Double Angle Shape.

4. Akibat Berat Plafon

Beban yang timbul akibat adanya berat dari plafon yang digantungkan pada dasar kuda-kuda.

$B_p = (\text{beban plafond} \times \text{jarak kuda-kuda} \times \text{jarak mendatar antar kremona})$

$$B_p = 18 \times 4,25 \times 1 = 76,5 \text{ kg}$$

Joint Forces

Load Pattern Name	+ PLAFOND		Units	Kgf, m, C
Loads	Force Global X	0.	Coordinate System	GLOBAL
	Force Global Y	0.	Options	<input type="radio"/> Add to Existing Loads
	Force Global Z	76.5		<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads
	Moment about Global X	0.		<input type="radio"/> Delete Existing Loads
	Moment about Global Y	0.	<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	
	Moment about Global Z	0.		

Gambar 4.10 Input Beban Plafon

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

5. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban terpusat dikarenakan beban pekerja pada saat pekerjaan atap dilaksanakan, dengan berat $P = 100 \text{ kg}$.

Gambar 4.11 Input Beban Hidup

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

6. Beban Angin

Beban angin merupakan beban yang ditimbulkan oleh terpaan angin yang terdapat 2 jenis yaitu angin tekan dan angin hisap dengan arah pembebanan tegak lurus bidang atap, pada daerah jauh dari pesisir laut

sebesar $W = 25 \text{ kg/m}^2$

a. Akibat angin tekan

$$\begin{aligned} C_q &= 0,02 \alpha - 0,4 \\ &= 0,02 (30) - 0,4 = 0,2 \end{aligned}$$

(pasal 2.1.3.3, PPPURG, hal 21)

$$W \text{ tekan} = C_q \times W \times \text{jarak gording} \times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$P1 = 0,2 \times 25 \times 1 \times 4,25 \times \cos 35 = 17,406 \text{ kg}$$

$$P2 = 0,2 \times 25 \times 1 \times 4,25 \times \sin 35 = 12,188 \text{ kg}$$

oint Forces

Load Pattern Name	+ WIND	Units	Kgf, m, C
Loads		Coordinate System	GLOBAL
Force Global X	12.188	Options	<input type="radio"/> Add to Existing Loads
Force Global Y	17.406		<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads
Force Global Z	0.		<input type="radio"/> Delete Existing Loads
Moment about Global X	0.	<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	
Moment about Global Y	0.		
Moment about Global Z	0.		

Gambar 4.12 Input Beban Angin tekan

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Progam SAP 2000)

b. Akibat angin hisap

$W_{\text{hisap}} = C_q \times W \times \text{jarak gording} \times \text{jarak kuda-kuda}$

$$P3 = -0,4 \times 25 \times 1 \times 4,25 \times \cos 35 = -34,813 \text{ kg}$$

$$P4 = -0,4 \times 25 \times 1 \times 4,25 \times \sin 35 = -24,376 \text{ kg}$$

Joint Forces

Load Pattern Name	+ WIND	Units	Kgf, m, C
Loads		Coordinate System	GLOBAL
Force Global X	-24.376	Options	<input type="radio"/> Add to Existing Loads
Force Global Y	-24.376		<input checked="" type="radio"/> Replace Existing Loads
Force Global Z	0.		<input type="radio"/> Delete Existing Loads
Moment about Global X	0.	<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	
Moment about Global Y	0.		
Moment about Global Z	0.		

Gambar 4.13 Input Beban Angin Hisap

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Progam SAP 2000)

4.1.2.3. Input Data Pada Program SAP

1. Data-data

Material Property Data

General Data	
Material Name and Display Color	baja
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	0.077
Mass per Unit Volume	7.850E-05
Units	
N, cm, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20000000
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	7692308
Other Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	24000
Minimum Tensile Stress, Fu	37000
Effective Yield Stress, Fye	24000
Effective Tensile Stress, Fue	37000
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Gambar 4.14 Material Property data

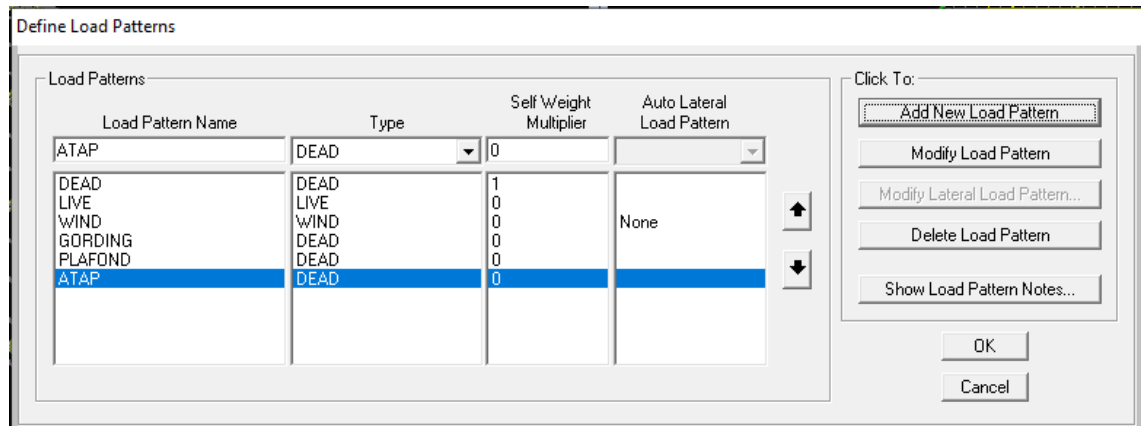
Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

Frame Properties

Properties	Click to:
Find this property:	Import New Property...
gording	Add New Property...
FSEC1	Add Copy of Property...
gording	Modify/Show Property...
i 250 x 125	Delete Property
OK Cancel	

Gambar 4.15 Frame Properties

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

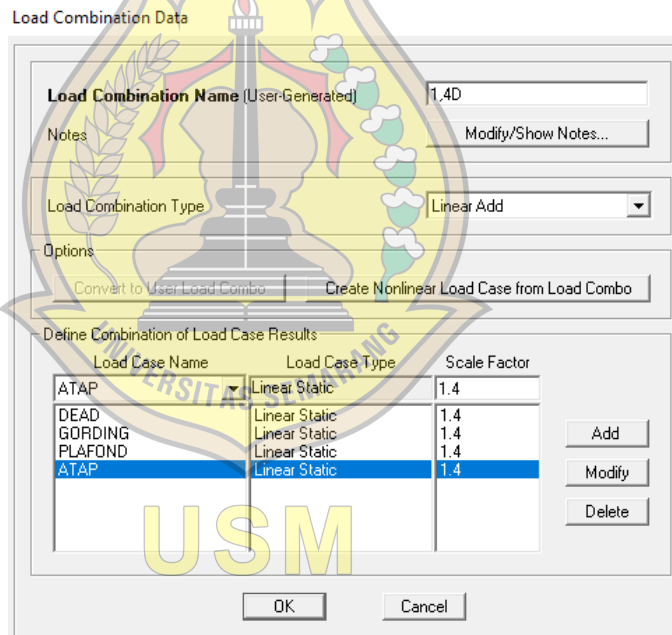


Gambar 4.16 Define Load Patterns

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

2. Kombinasi Pembebanan

a. $U=1,4 D$



Gambar 4.17 Load Combination 1

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

b. $U = 1,2 D + 0,5 L_a$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PLAFOND	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
LIVE	Linear Static	0.5
ATAP	Linear Static	1.2
GORDING	Linear Static	1.2
PLAFOND	Linear Static	1.2

Gambar 4.18 Load Combination 2

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

c. $U = 1,2 D + 1,6 L_a + 0,8 W$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
LIVE	Linear Static	1.6
WIND	Linear Static	0.8

Gambar 4.19 Load Combination 3

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

d. $U = 1,2 D + 1,3 W + 0,5 L_a$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PLAFOND	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
WIND	Linear Static	1.3
LIVE	Linear Static	0.5
ATAP	Linear Static	1.2
GORDING	Linear Static	1.2
PLAFOND	Linear Static	1.2

Gambar 4.20 Load Combination 4

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

e. $U = 0,9 D \pm 1,3 W$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	9.
DEAD	Linear Static	9.
ATAP	Linear Static	9.
GORDING	Linear Static	9.
PLAFOND	Linear Static	9.
WIND	Linear Static	13.

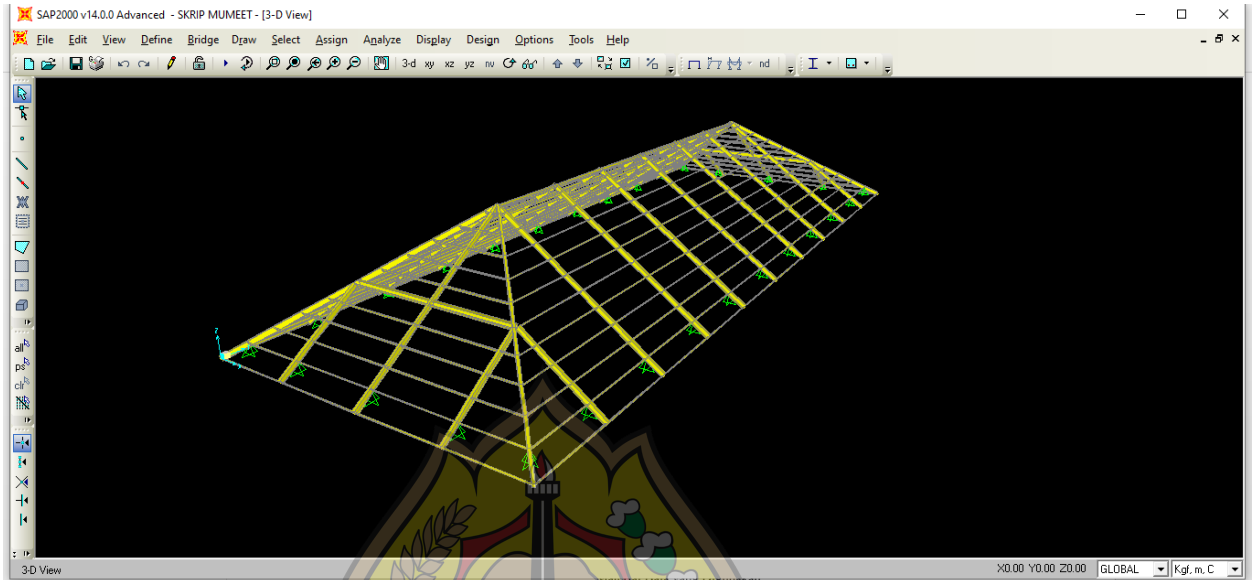
Gambar 4.21 Load Combination 5

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

4.1.2.4. Perhitungan Profil Kuda-kuda

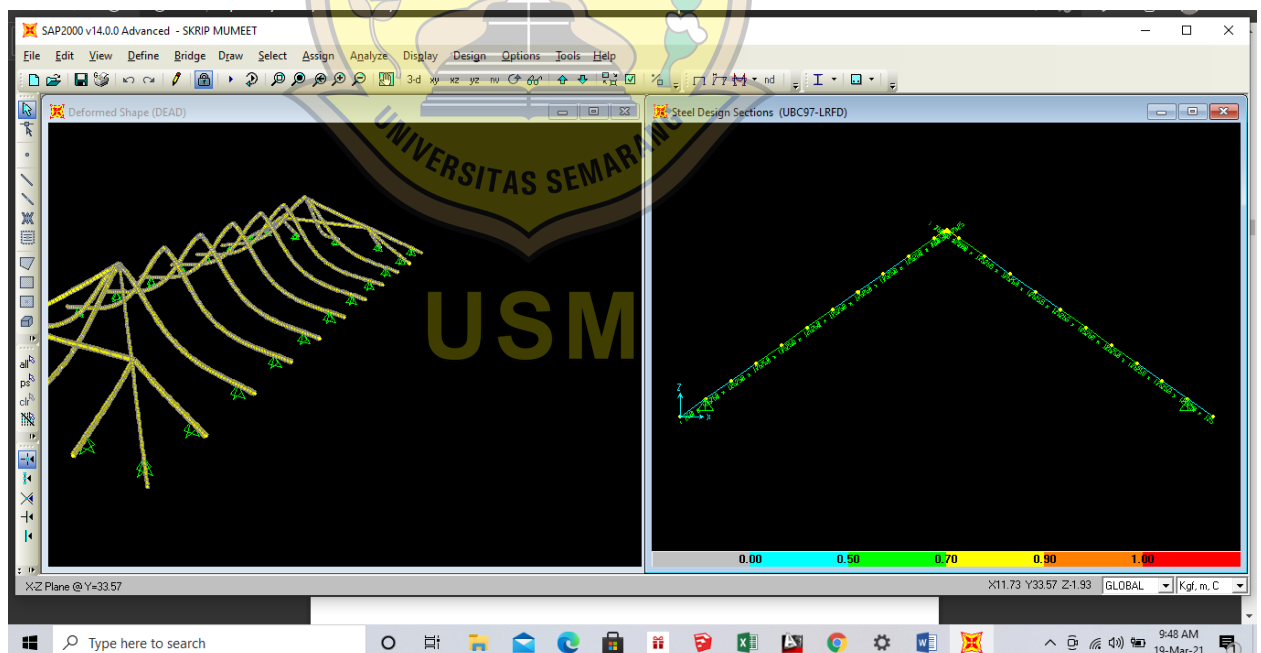
Baja yang digunakan IWF :

a. Batang = 250.125.6.9



Gambar 4.22 3D bentuk limasan

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)



Gambar 4.23 Design info

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

Penampang dinyatakan kuat.

Material Baja yang Digunakan :

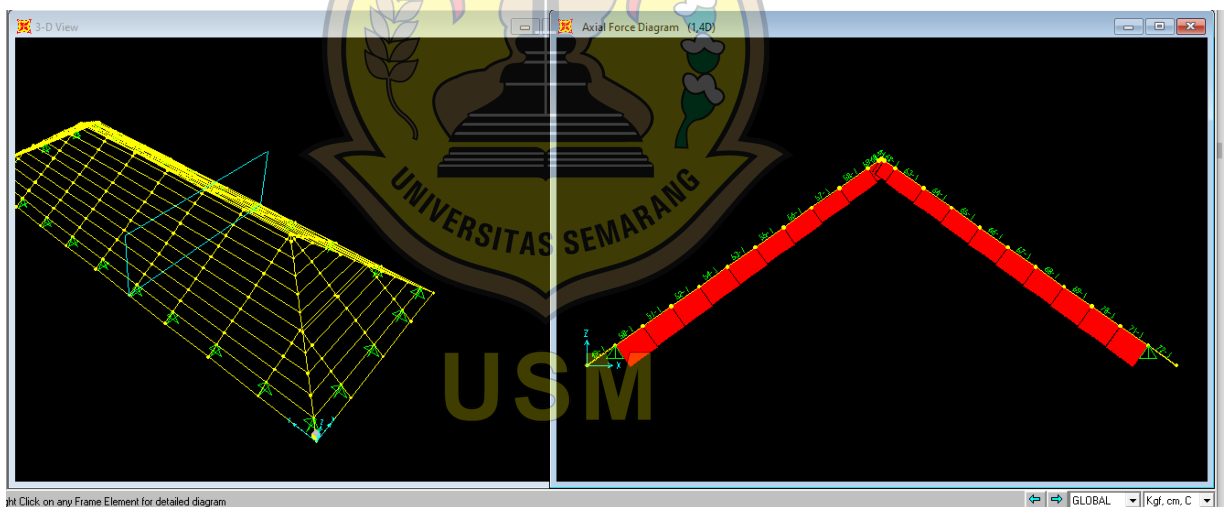
Mutu baja	=BJ37
Tegangan leleh (f_y)	= 240 Mpa
Tegangan Ultimit (f_u)	= 370 Mpa
Peregangan minimum	=20%

(tabel 5.3, SNI 03- 1729- 2002,
hal 11)

Modulus Elastisitas (E)	= 200000 Mpa
Modulus geser (G)	= 80000 Mpa
Poisson ratio (μ)	=30%
Koefisien muai (α)	= $1,2 * 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

(pasal 5.1.3, SNI 03- 1729-
2002, hal 9)

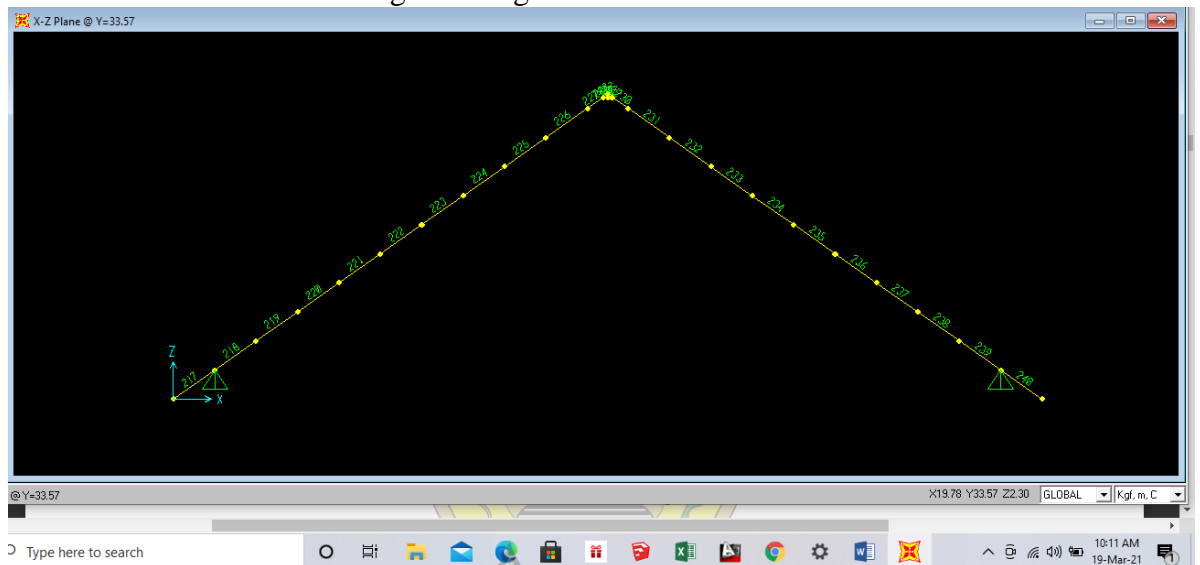
Profil kuda kuda = IWF



Gambar 4.24 Info Penampang Tekan Tarik

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

1. Perhitungan batang tekan



Gambar 4.25 Diagram of Frame

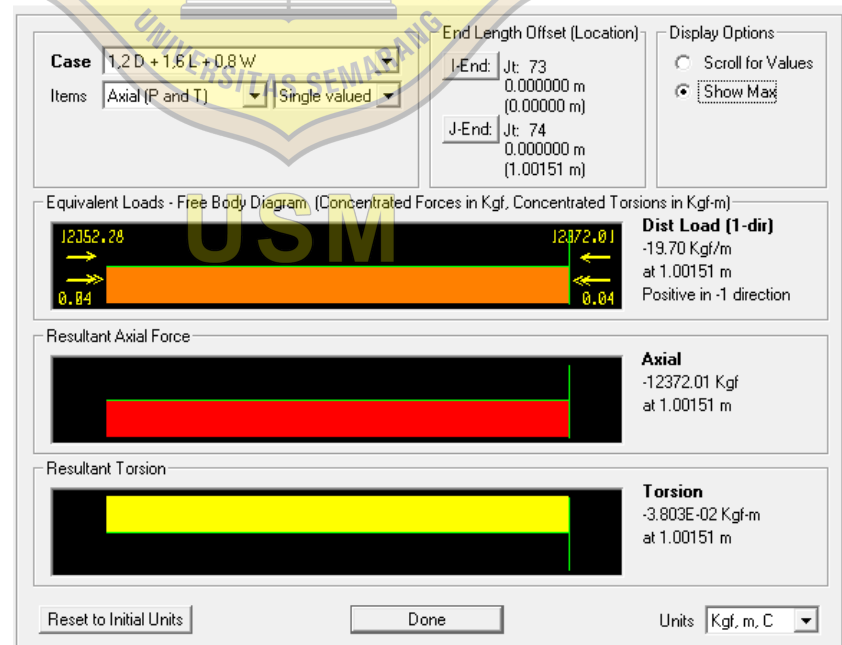
Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

Batang 71

$P_{maks} = N_u = 12,352 \rightarrow$ hasil output SAP 2000

$L_{bentang} = 1000 \text{ mm}$

Diagrams for Frame Object 71 (i 250 x 125)



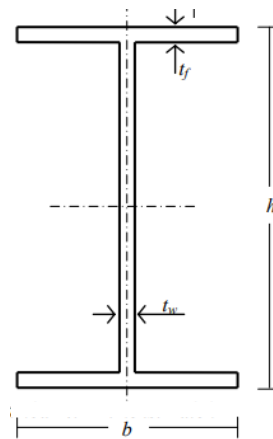
Gambar 4.26 Diagram of Frame

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program SAP 2000)

Digunakan profil (250.125.6.9.)

Properti penampang elemen (250.125.6.9.)

$$\begin{aligned}
 b &= 12,5 \text{ cm} \\
 h &= 25 \text{ cm} \\
 t_f &= 0,9 \text{ cm} \\
 t_w &= 0,6 \text{ cm} \\
 r &= 1,2 \text{ cm} \\
 A &= 37,66 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 4050 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 294 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$



Gambar 4.27 Profil IWF (250.125.6.9)

Sumber : Tabel Profil Kontruksi Baja

4.1.3. Stabilitas Terhadap Tekuk Lokal

Suatu penampang harus memiliki kestabilan dalam menghadapi kemungkinan tekuk lokal. Kemampuan suatu balok harus stabilitas tergantung pada ukuran kelangsingan masing-masing elemen pelatnya.

Batasan kelangsingan pelat sayap dan badan dalam stabilitas terhadap tekuk lokal :

$$\lambda_{pf} = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,973$$

$$\lambda_{pw} = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,44$$

Kelangsingan pelat sayap dan badan W25x125''

$$\lambda_f = \frac{b}{t_f} = \frac{12,5}{(0,9 \times 2)} = 6,94 < \lambda_{pf} \text{ (penampang kompak)}$$

$$\lambda_w = \frac{b}{t_f} = \frac{(25 - (2 \times 0,9))}{0,6} = 30,3 < \lambda_{pw} \text{ (penampang kompak)}$$

4.1.4. Stabilitas Terhadap Tekuk Lateral

Suatu penampang harus memiliki kestabilan dalam menghadapi kemungkinan tekuk lateral. Stabilitas tekuk lateral tergantung pada panjang bentang dimensi batang. Apabila penampang balok tidak memenuhi syarat, maka alternatif untuk mengatasinya yaitu dengan memperbesar penampang atau pemberian pengekang lateral dengan jarak tertentu.

Batasan bentang diijinkan dalam stabilitas terhadap tekuk lateral:

$$L_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{E l_y}{A \cdot f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{2000000 \times 294}{37,66 \times 2400}} = 141,150$$

Jarak pengekang lateral (L) = . 141,150 cm $<$ L_p

Jarak pengekang lateral cukup dalam menopang stabilitas balok terhadap tekuk lateral

4.1.5. Kapasitas Momen Nominal

Dalam desain plastis, kapasitas momen yang diperhitungan adalah kapasitas momen plastis, sehingga kita menggunakan modulus plastisitas penampang. Berdasarkan perhitungan stabilitas baik terhadap tekuk lokal maupun lateral, penampang memenuhi untuk dihitung secara plastis.

Modulus plastis:

$$\begin{aligned} Z_x &= (b \times t_f) \times (h - t_f) + (t_w \times (h/2 - t_f)^2) \\ &= (12,5 \times 0,9) \times (25 - 0,9) + (0,6 \times (25 / 2 - 0,9)^2) \\ &= 351,861 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_y &= b \times (b / 2 \times t_f) + t_w^2 \times (h - 2 t_f) \\ &= 12,5 \times (12,5 / 2 \times 0,9) + 0,6^2 \times (25 - 2 \times 0,9) \\ &= 78,664 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Momen ultimate :

$$\begin{aligned} M_x &= 14778 \text{ kg.cm} \\ M_y &= 22009,2 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Kontrol kapasitas momen nominal penampang

$$\begin{aligned} M_x &\leq \Phi M_{nx} \\ 14778 &\leq \Phi M_p \\ 14778 &\leq 0,9 \times F_y \times Z_x \\ 14778 &\leq 0,9 \times 2400 \times 351,861 \\ 14778 &\leq 760019,76 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{uy} &\leq \Phi M_{ny} \\
22009,2 &\leq \Phi M_p \\
22009,2 &\leq 0,9 \times F_y \times Z_y \\
22009,2 &\leq 0,9 \times 2400 \times 78,664 \\
22009,2 &\leq 169914,24 \text{ (ok)}
\end{aligned}$$

Penampang balok mampu menahan momen ultimate

4.1.6. Batas Kelangsingan Penampang

$$\begin{aligned}
\text{Flange} &= \frac{b/2}{t_f} = \frac{125/2}{9} = 6,94 < = \frac{250}{\sqrt{f_c}} = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16,14 \text{ (ok)} \\
\text{Web} &= \frac{E_l}{t_w} = \frac{200}{6} = 33,3 < = \frac{665}{\sqrt{f_c}} = \frac{665}{\sqrt{240}} = 422,92 \text{ (ok)}
\end{aligned}$$

Kondisi tumpuan sendi – sendi ,k = 1.0

Arah sumbu kuat (sumbu x)=

$$\lambda_x = \frac{k.L_x}{r_x} = \frac{1.1000}{10,4} = 96,153$$

Parameter kelangsingan komponen

$$\lambda_{cx} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{96,153}{3,14} \sqrt{\frac{240}{2000000}} = 0,335$$

$$0,25 < 0,335 < 1,2 \text{ maka } \omega_x = \frac{1,43}{1,6-0,67 \cdot 0,335} = 1,039$$

(persamaan 7.6-2, SNI 03- 1729- 2002, hal 27)

Daya dukung komponen arah sumbu bahan (sumbu x)

$$N_n = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega_x} = 376,6 \cdot \frac{240}{1,039} = 86991,33 \text{ kg}$$

Arah sumbu lemah(sumbu y)=

$$\lambda_y = \frac{k.L_y}{r_y} = \frac{1.1000}{2,79} = 358,422$$

Parameter kelangsingan komponen

$$\lambda_{cy} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{358,422}{3,14} \sqrt{\frac{240}{2000000}} = 1,191$$

$$0,25 < 1,191 < 1,2 \text{ maka } \omega_y = \frac{1,43}{1,6-0,67 \cdot 1,191} = 1,782$$

(persamaan 7.6-2, SNI 03- 1729- 2002, hal 27)

Daya dukung komponen arah sumbu bahan (sumbu y)

$$N_n = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega_y} = 376,6 \cdot \frac{240}{1,782} = 50720,538 \text{ kg}$$

4.1.7. Perencanaan Akibat Gaya Tekan

Suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban Terfaktor N_u , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut

$$\begin{aligned} \text{Nilai : } \quad N_u &= 12372,02 \text{ kg} \\ \Phi_n &= 0,85 \text{ (faktor reduksi dari tabel 6.4-2 SNI 03-1729-2002)} \\ N_n &= 0,85 \times 86991,33 = 73942,630 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$12372,02 < 73942,630 \text{ (ok)}$$

(Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD, hal 78)

4.1.8. Persamaan Interaksi Aksial – Momen

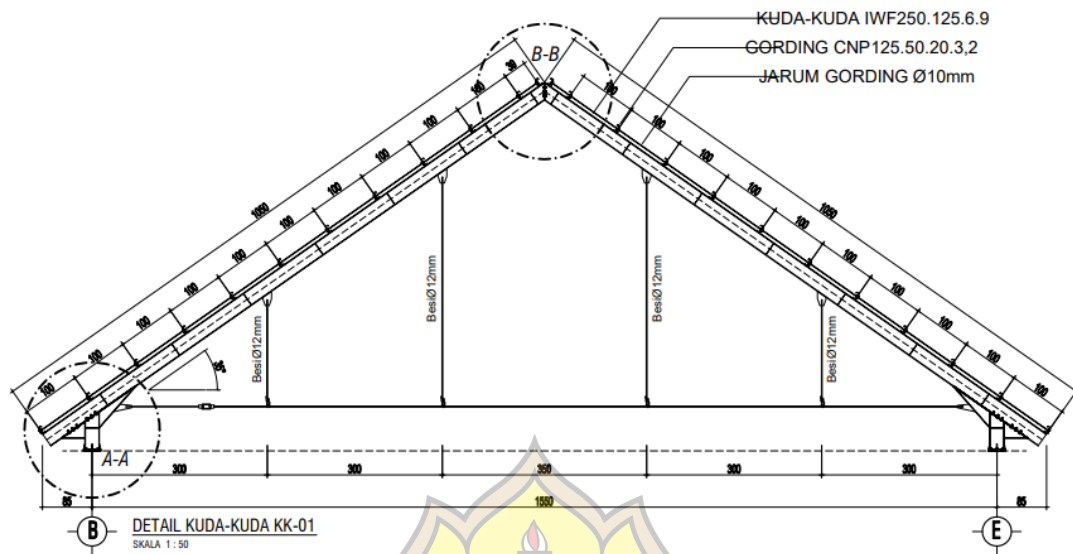
Dalam segala hal salah satu dari dua persamaan interaksi aksial momen berikut ini harus dipenuhi oleh setiap komponen struktur prismatic simetris ganda dan simetris tunggal

$$\text{Untuk } \frac{N_u}{\Phi_n N_n} < 0,2 : \frac{N_u}{2 \cdot \Phi_n N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{2 \cdot \Phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{2 \cdot \Phi_b M_{ny}} \right) < 1$$

$$0,167 < 0,2 : \frac{12372,02}{2 \cdot 0,9 \cdot 73942,630} + \left(\frac{14778}{2 \cdot 0,9 \cdot 760019,76} + \frac{22009,2}{2 \cdot 0,9 \cdot 169914,24} \right) < 1$$

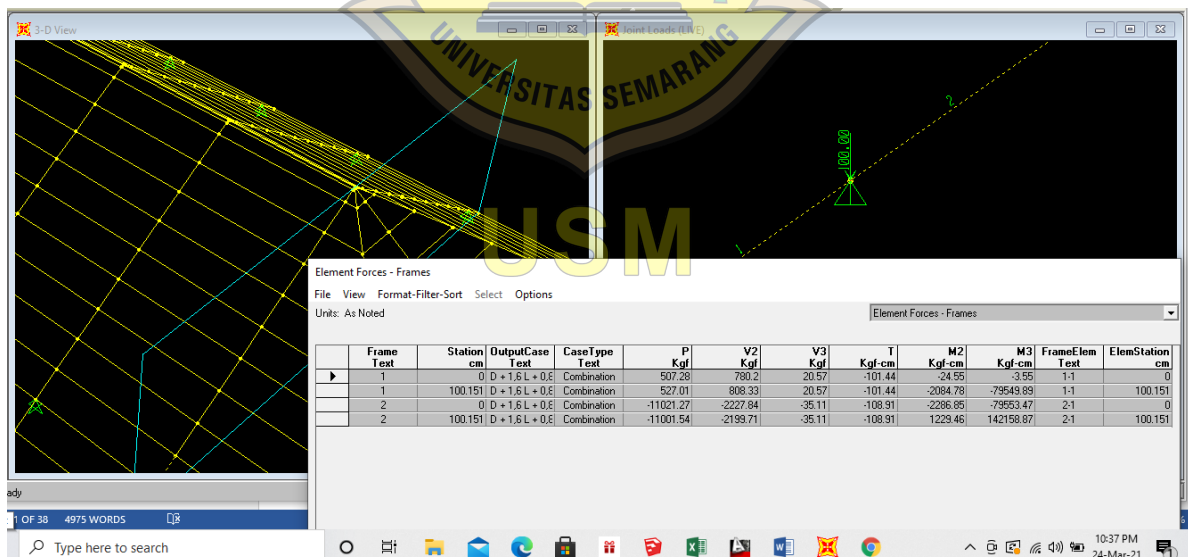
$$0,167 < 0,2 : \quad 0,175 < 1$$

4.1.9 Sambungan



Gambar 4.28 Denah Detail Sambungan Kuda - Kuda
 Sumber : dokumentasi pribadi (Program AutoCAD)

4.1.9.1 Sambungan Pada titik A



Gambar 4.29 Hasil Mu dan Vu pada Sambungan A
 Sumber : dokumentasi pribadi (Program SAP)

Dari hasil perhitungan SAP 2000

$$Mu = 142158.87 \text{ kg/cm}$$

$$Vu = 808.33 \text{ kg/cm}$$

A. kontrol daerah panel :

- kuat geser nominal yang terjadi pada plat badan kolom

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \quad (\text{SNI } 03-1729-2002, \text{ Hal.46.PS.8.8.3})$$

$$= 0,6 \cdot 2400 \cdot 37,66 = 54230,4 \text{ kg}$$

$$\Phi V_n = 0,9 \cdot 54230,4 = 48807,36 \text{ kg}$$

- kuat geser daerah panel harus memenuhi syarat :

$$V_u < \Phi V_n \quad (\text{SNI } 03-1729-2002, \text{ Hal.45.PS.8.8.2})$$

$$808,33 < 48807,36$$

Karena persamaan diatas memenuhi maka daerah panel tidak perlu dipasang pangku

B. Perhitungan jumlah baut

Data perencanaan : baut $\varnothing 5/8'' = 1,588 \text{ cm}$

$$\text{Luas penampang baut} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,588^2 = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu baut A 325 dimana kekuatan tarik minimumnya (Fub)} \\ = 8274 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

a. Kuat geser nominal baut :

$$\phi R_n = \phi f \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

(SNI 03-1729-2002,

Hal.100.PS.13.2.2.1)

Dimana :

$r_l = 0,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser.

$r_l = 0,4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser.

$\phi f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur.

f_{ub} = adalah tegangan tarik putus baut

A_b = adalah luas bruto penampang baut pada daerah berulir

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 0,4 \cdot 8274 \cdot 1,98$$

$$= 4914,756 \text{ kg}$$

b. Kekuatan nominal baut dalam tarik :

$$\phi R_n = \phi f \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

(SNI 03-1729-2002, Hal.100.PS.13.2.2.1)

Dimana :

$\phi f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan saat fraktur.

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8274 \cdot 1,98 \\ &= 9215,1675 \text{ kg}\end{aligned}$$

c. Kuat nominal tumpu desain :

$$\phi R_n = 2,4 \cdot \phi f \cdot db \cdot t_p \cdot fut$$

(SNI 03-1729-2002, Hal.101.PS.13.2.2.4)

Dimana :

db = adalah diameter baut nominal pada daerah tak berulir.

$t_p = 0,9$ cm tebal bagian yang disambung.

fut = kekuatan tarik dari bahan plat ; 75 ksi = 5171,25 kg/cm²

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 1,588 \cdot 0,9 \cdot 5171,25 \\ &= 13303 \text{ kg}\end{aligned}$$

d. Jarak baut :

Jarak baut tepi

$$1,5d < s < 3d$$

$$1,5 \cdot 1,588 < s < 3 \cdot 1,588$$

2,382 cm < s < 4,764 cm, diambil 3,5 cm Jarak antar baut

$$2,5d < s < 7d$$

$$2,5 \cdot 1,588 < s < 7 \cdot 1,588$$

3,97 cm < s < 11,116 cm, diambil 5,7 cm

Direncanakan jumlah baut untuk arah horizontal = 2 baut dan arah vetikal = 3

baut, dengan jumlah 6 baut



e. Kontrol gaya tarik yang terjadi :

- Cara platis

Asumsi $0 < a < 5,375$ cm

$d_1 = 5,4$ cm

$d_2 = 12,5$ cm

$d_3 = 19,6$ cm

- Digunakan baut $\text{Ø}5/8'' = 1,588$ cm, Luas penampang baut = $1,98$ cm²
- Mutu baut A325 dimana kekuatan tarik minimumnya (F_{ub}) = 8274 kg/cm²
- n_1 = jumlah baut dalam 1 baris = 2
- n_2 = jumlah baut dalam 1 kolom = 3

Asumsi $0 < a < 4,3$ cm

$$R_n = n_1 \cdot f_u \cdot 0,75 \cdot A_b$$

(SNI 03-1729-2002, Hal.100.PS.13.2.2.1)

$$f_y \cdot a \cdot b = n_1 \cdot f_u \cdot 0,75 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot n^2$$

$$a = \frac{n_1 \cdot f_u \cdot 0,75 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot n^2}{f_y \cdot b}$$

$$a = \frac{2 \cdot 8274 \cdot 0,75 \cdot 1/4 \cdot 3,14 \cdot 1,588^2 \cdot 3}{2400 \cdot 250}$$

$$1,228 \text{ cm} = 12,28 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

$$M_d = (-\phi_f \cdot n_1 \cdot f_u \cdot 0,75 \cdot A_b (d_1 + d_2 + d_3)) + (\phi_f \cdot a \cdot b \cdot f_y (d - a/2))$$

$$= (-0,75 \cdot 2 \cdot 8274 \cdot 0,75 \cdot 1,98 (5,4 + 12,5 + 19,6)) + (0,9 \cdot 1,228 \cdot 25 \cdot 2400 (25 - 1,228/2))$$

$$= 925946,869 \text{ kgcm} > M_u = 142158,87 \dots (\text{ok})$$

Cara elastis

Dengan statis momen pada serat atas, diperoleh :

$$a = \sqrt{\frac{(a+d1)+(a+d2)+(a+d3)}{b} \cdot 1 \cdot \pi \cdot db^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{(5,4)+(12,5)+(19,6)}{25} \cdot 1,3,14 \cdot 1,228^2} = 2,7 \text{ cm} < 5,4 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

$$I = \frac{a^2 \cdot b}{3} + \sum n \cdot Ab \cdot da^2$$

$$= \frac{2,7^2 \cdot 25}{3} + \sum 2 \cdot 1,98 \cdot (2,7^2 + 9,8^2 + 16,9^2) = 1600 \text{ cm}^4$$

Gaya yang diterima 1 baut pada jarak terluar :

$$T = \frac{Mu \cdot Ab \cdot da}{I} = \frac{142158,87 \cdot 1,98 \cdot 16,9}{1600} = 2973,075 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan 1 baut

$$Rn = 0,75 \cdot f_u^b \cdot Ab$$

$$= 0,75 \cdot 8274 \cdot 1,98$$

$$= 12286,89 \text{ kg} > 2973,075 \text{ kg} \text{ (ok..)}$$

f. Tegangan geser gaya geser:

Gaya geser yang diterima 1 baut :

$$V_{baut} = \frac{Vu}{n}$$

$$= \frac{808,33}{6} = 134,721 \leq \phi Rn = 13303 \text{ kg} \dots \text{(ok)}$$

Tegangan geser yang dipikul 1 baut :

$$fv \text{ baut A325} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$fv = \frac{V_{baut}}{A_{baut}} = \frac{134,721}{1,98} = 68,041 \text{ kg/cm}^2 \leq 2100 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

g. Kontrol kombinasi geser dan tarik :

Satu baut yang hanya memikul gaya geser terfaktor. V_r dalam permukaan friksi harus memenuhi :

$$Vu < Vd (= \phi Vn) \quad (\text{SNI 03-1729-2002, Hal.102.PS.13.2.3.1})$$

Dimana : $Vd = \phi Vn = 1,13 \cdot \phi \cdot \mu \cdot m \cdot T_b$

$\phi = 1$ untuk lubang standart.

$\mu =$ koefisien gesek = 0,25

$m =$ jumlah bidang geser

$T_b =$ gayatarik baut minimum, untuk baut dengan $\varnothing 15,88$ mm gaya

tarik minimum = 95 KN = 95000 kg

(SNI 03-1729-2002, Hal.172.Tab.18.2.-1)

$\phi Vn = 1,13 \cdot \phi \cdot \mu \cdot m \cdot T_b$

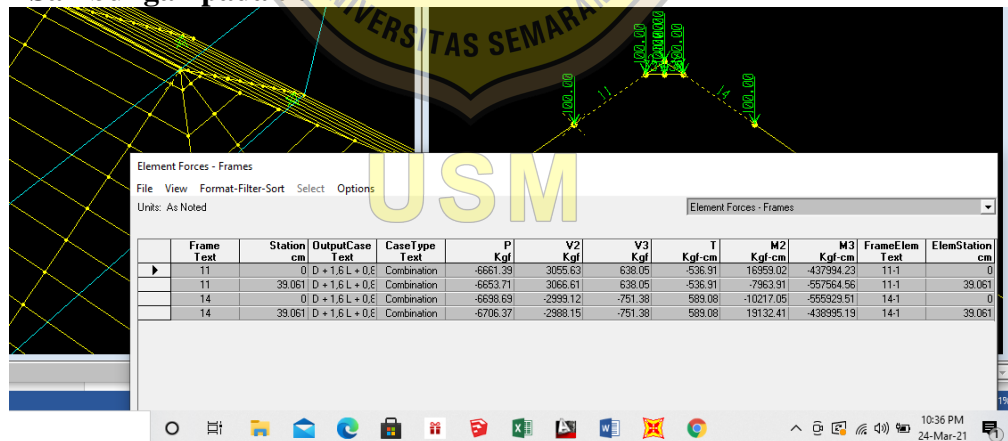
$= 1,13 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 95000 \text{ kg} = 26837,5 \text{ kg}$

Kombinasi geser dan tarik pada sambungan tipe friksi :

(SNI 03-1729-2002, Hal.103.Ps.13.2.3.3)

$$\begin{aligned}
 Vd &= \phi \cdot Vn \left[1 - \frac{T}{1,13 \cdot T_b} \right] \\
 &= 26837,5 \left[1 - \frac{2973,075}{1,13 \cdot 95000} \right] \\
 &= 26094,231 \text{ kg} \geq Vu = 808,33 \text{ kg} \dots Ok
 \end{aligned}$$

4.1.9.2 Sambungan pada titik B



Gambar 4.30 Hasil Mu dan Vu pada Sambungan B

Sumber : dokumentasi pribadi (Program SAP)

Dari hasil perhitungan SAP 2000

$Mu = 557564,56 \text{ kg/cm}$

$Vu = 3066,61 \text{ kg/cm}$

Data perencanaan : baut $\varnothing 5/8'' = 1,588 \text{ cm}$

$$\text{Luas penampang baut} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 1,5882 = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Mutu baut A 325 dimana kekuatan tarik minimumnya (Fub)} \\ = 8274 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

a. Kuat geser nominal baut :

$$\phi R_n = \phi f \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

(SNI 03-1729-2002, Hal.100.PS.13.2.2.1)

Dimana :

$r_l = 0,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang geser.

$r_l = 0,4$ untuk baut dengan ulir pada bidang geser.

$\phi f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan untuk fraktur.

f_{ub} = adalah tegangan tarik putus baut

A_b = adalah luas bruto penampang baut pada daerah berulir

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 8274 \cdot 1,98 \\ &= 4914,756 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Kekuatan nominal baut dalam tarik :

$$\phi R_n = \phi f \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

(SNI 03-1729-2002, Hal.100.PS.13.2.2.1)

Dimana :

$\phi f = 0,75$ adalah faktor reduksi kekuatan saat fraktur.

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8274 \cdot 1,98 \\ &= 9215,1675 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kuat nominal tumpu desain :

$$\phi R_n = 2,4 \cdot \phi f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_{ut}$$

(SNI 03-1729-2002, Hal.101.PS.13.2.2.4)

Dimana :

d_b = adalah diameter baut nominal pada daerah tak berulir.

$t_p = 0,9 \text{ cm}$ tebal bagian yang disambung.

f_{ut} = kekuatan tarik dari bahan plat ; $75 \text{ ksi} = 5171,25 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 1,588 \cdot 0,9 \cdot 5171,25 \\ &= 13303 \text{ kg} \end{aligned}$$

d. Jarak baut :

Jarak baut tepi

$$1,5d < s < 3d$$

$$1,5 \cdot 1,588 < s < 3 \cdot 1,588$$

2,382 cm < s < 4,764 cm, diambil 3,5 cm Jarak antar baut

$$2,5d < s < 7d$$

$$2,5 \cdot 1,588 < s < 7 \cdot 1,588$$

3,97 cm < s < 11,116 cm, diambil 5,7 cm

Direncanakan jumlah baut untuk arah horizontal = 2 baut dan arah vetikal = 3

baut, dengan jumlah 6 baut

e. Kontrol gaya tarik yang terjadi :

- Cara platis

Asumsi $0 < a < 5,375$ cm

$$d1 = 5,4 \text{ cm}$$

$$d2 = 12,5 \text{ cm}$$

$$d3 = 19,6 \text{ cm}$$

- Digunakan baut Ø5/8" = 1,588 cm, Luas penampang baut = 1,98 cm²
- Mutu baut A325 dimana kekuatan tarik minimumnya (Fub) = 8274 kg/cm²
- n1 = jumlah baut dalam 1 baris = 2
- n2 = jumlah baut dalam 1 kolom = 3

Asumsi $0 < a < 4,3$ cm

$$Rn = n_1 \cdot fu^2 \cdot 0,75 \cdot A_b$$

USM

(SNI 03-1729-2002, Hal.100.PS.13.2.2.1)

$$fy \cdot a \cdot b = n_1 \cdot fu^2 \cdot 0,75 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot n^2$$

$$a = \frac{n_1 \cdot fu^2 \cdot 0,75 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot n^2}{fy \cdot b}$$

$$a = \frac{2 \cdot 8274 \cdot 0,75 \cdot 1/4 \cdot 3,14 \cdot 1,588^2 \cdot 3}{2400 \cdot 250}$$

$$1,228 \text{ cm} = 12,28 \text{ mm} \dots \text{ OK}$$

$$Md = (-\phi_f \cdot n_1 \cdot fu^b \cdot 0,75 \cdot A_b (d_1 + d_2 + d_3)) + (\phi_f \cdot a \cdot b \cdot fy (d - a/2))$$

$$= (-0,75 \cdot 2 \cdot 8274 \cdot 0,75 \cdot 1,98 (5,4 + 12,5 + 19,6)) + (0,9 \cdot 1,228 \cdot 25 \cdot 2400 (25 - 1,228/2))$$

$$= 925946,869 \text{ kgcm} > Mu = 557564,56 \dots \text{ (ok)}$$

Cara Elastis

Dengan statis momen pada serat atas, diperoleh :

$$a = \sqrt{\frac{(a+d1)+(a+d2)+(a+d3)}{b} \cdot 1 \cdot \pi \cdot db^2}$$

$$a = \sqrt{\frac{(5,4)+(12,5)+(19,6)}{25} \cdot 1,3,14 \cdot 1,228^2} = 2,7 \text{ cm} < 5,4 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

$$I = \frac{a^2 \cdot b}{3} + \sum n \cdot Ab \cdot da^2$$

$$= \frac{2,7^2 \cdot 25}{3} + \sum 2 \cdot 1,98 \cdot (2,7^2 + 9,8^2 + 16,9^2) = 1600 \text{ cm}^4$$

Gaya yang diterima 1 baut pada jarak terluar :

$$T = \frac{Mu \cdot Ab \cdot da}{I} = \frac{557564,56 \cdot 1,98 \cdot 16,9}{1600} = 11660,754 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan 1 baut

$$Rn = 0,75 \cdot f_u^b \cdot Ab$$

$$= 0,75 \cdot 8274 \cdot 1,98$$

$$= 12286,89 \text{ kg} > 11660,754 \text{ kg (ok..)}$$

f. Tegangan geser gaya geser:

Gaya geser yang diterima 1 baut :

$$V_{baut} = \frac{Vu}{n}$$

$$= \frac{3066,61}{6} = 511,101 \leq \phi Rn = 13303 \text{ kg} \dots \text{(ok)}$$

Tegangan geser yang dipikul 1 baut :

$$fv_{baut A325} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$fv = \frac{V_{baut}}{A_{baut}} = \frac{511,101}{1,98} = 258,132 \text{ kg/cm}^2 \leq 2100 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

g. Kontrol kombinasi geser dan tarik :

Satu baut yang hanya memikul gaya geser terfaktor. V_r dalam permukaan friksi harus memenuhi :

$$V_u < V_d (= \phi V_n) \quad (\text{SNI } 03-1729-2002, \text{ Hal.102.PS.13.2.3.1})$$

$$\text{Dimana : } V_d = \phi V_n = 1,13 \cdot \phi \cdot \mu \cdot m \cdot T_b$$

$\phi = 1$ untuk lubang standart.

$\mu =$ koefisien gesek = 0,25

$m =$ jumlah bidang geser

$T_b =$ gayatarik baut minimum, untuk baut dengan $\emptyset 15,88$ mm gaya

$$\text{tarik minimum} = 95 \text{ KN} = 95000 \text{ kg}$$

(SNI 03-1729-2002, Hal.172.Tab.18.2.-1)

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 1,13 \cdot \phi \cdot \mu \cdot m \cdot T_b \\ &= 1,13 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1 \cdot 95000 \text{ kg} = 26837,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kombinasi geser dan tarik pada sambungan tipe friksi :

(SNI 03-1729-2002, Hal.103.Ps.13.2.3.3)

$$\begin{aligned} V_d &= \phi \cdot V_n \left[1 - \frac{T}{1,13 \cdot T_b} \right] \\ &= 26837,5 \left[1 - \frac{11660,754}{1,13 \cdot 95000} \right] \\ &= 23922,311 \text{ kg} \geq V_u = 3066,61 \text{ kg} \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

4.1.9.3 SAMBUNGAN GORDING

1. Data Teknis

Sambungan menggunakan baut tipe A325, tanpa ulir di bidang geser.

Diameter baut $d = 12.7 \text{ mm}$

Kuat tarik minimum $f_u^b = 825 \text{ MPa} = 8250 \text{ kg/cm}^2$ (LRFD hal.110)

Mutu pelat BJ 37 $f_u^p = 370 \text{ MPa} = 3700 \text{ kg/cm}^2$

Tebal pelat $t_p = 3,2 \text{ mm}$ (SNI 03-1729-2002 Pasal 13.2.2.5)

2. Pembebanan

D = 56,13 kg

La = 100 kg

L = 0

H = 51 kg

W = 25 kg

E = 0

Tabel 4.2 Tabel Kombinasi Pembebanan

No	Kombinasi Pembebanan	Sumbu x (kg)
1.	1,4D	81,405
2	$1.2D + 1.6L + 0.5(La \text{ atau } H)$	94,151
3	$U = 1,2D + 1,6(La \text{ atau } H) + (\gamma L.L \text{ atau } 0,8W)$	147,78
4	$U = 1,2D + 1,3W + \gamma L.L + 0,5(La \text{ atau } H)$	94,151
5	$0,9D + (1,3W \text{ atau } 1,0E)$	52,331

Sumber : Data Pribadi

$$R_a = R_b = D_{max} = \frac{1}{2} \times 147,78 \times 4,25 = 314,032 \text{ kg}$$

$$M_{maksimum} = \frac{1}{8} \times D_{max} \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 314,032 \times 4,25^2 = 709,025 \text{ kgm}$$

3. Karakteristik Profil

Profil CNP 12,5

$$I_x = 1810000 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} I_{badan} &= \frac{1}{12} \times t \times h_{badan}^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 3,2 \times (125 - 2 \times 3,2)^3 \\ &= 444859,428 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$M_{badan} = \frac{I_{badan}}{I_x} \times M_{maks} = \frac{444859,428}{1810000} \times 709,025 = 174,263 \text{ kgm}$$

4. Kapasitas Geser Baut

(SNI 03-1729-2002 Pasal 13.2.2.1)

$$V_d = \Phi_f \times V_n = \Phi_f \times r_1 \times f_u^b \times A_b$$

Dimana :

V_d = Kapasitas geser baut

$r_1 = 0,5$ (untuk baut tanpa ulir pada bidanggeser)

$\Phi_f = 0,75$ (factor reduksi kekuatan untuk fraktur)

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luas bruto penampang baut pada daerah takberulir

Jadi,

$$V_d = 0,75 \times 0,5 \times 8250 \times 0,25 \times \pi \times 1,27^2 = 3920.6431 kg$$

5. Menghitung Jumlah Baut

$$n = \sqrt{\frac{M_{badan}}{V_d \times t_{badan}}} = \sqrt{\frac{174,263 \times 10^3}{3920.6431 \times 5}} = 2,981 \approx 3 \text{ baut}$$

6. Menghitung Jarak Antar Baut

Jarak baut ketepi harus memenuhi syarat

:

$$1,5 d \leq u \leq 12 t_{plat}$$

$$1,5 \cdot 1,27 \leq u \leq 12 \cdot 1$$

$$\underline{1,905 \text{ cm} \leq u \leq 12 \text{ cm}}$$

Digunakan jarak dari baut ketepi :

$$\text{Arah x} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Arah y} = 2 \text{ cm}$$

$$3 d \leq s \leq 15 t_{plat}$$

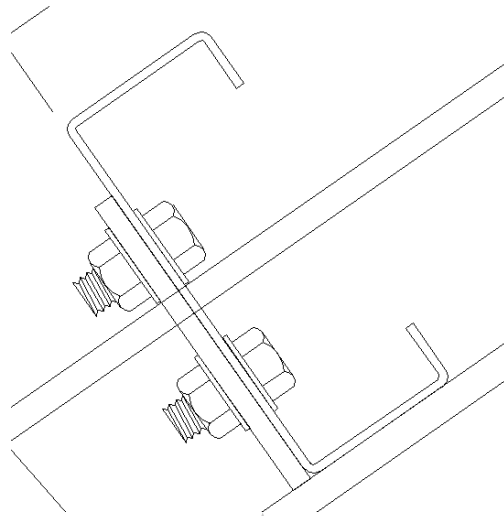
$$3 \cdot 1,27 \leq s \leq 15 \cdot 1$$

$$\underline{3,905 \text{ cm} \leq s \leq 15 \text{ cm}}$$

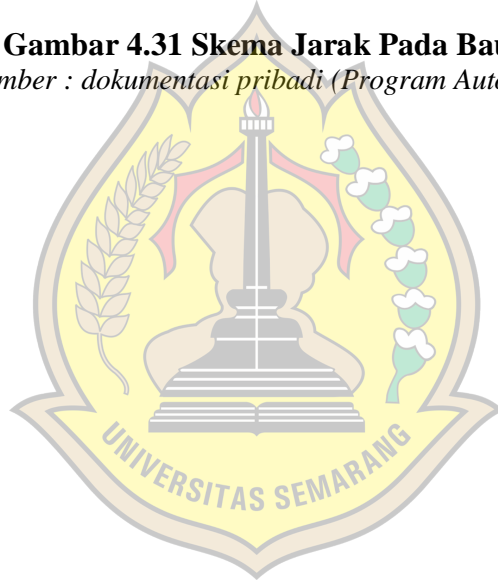
Digunakan jarak antar baut :

$$\text{Arah x} = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Arah y} = 4 \text{ cm}$$

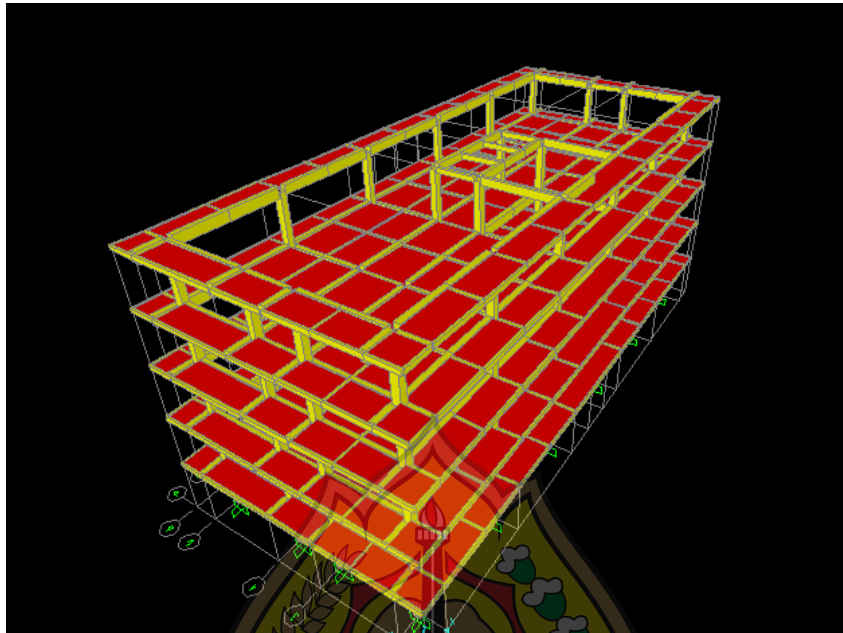


Gambar 4.31 Skema Jarak Pada Baut
Sumber : dokumentasi pribadi (Program AutoCAD)



USM

4.2 Perencanaan Plat Lantai



Gambar 4.32 SAP Plat

Sumber : Program Analisis SAP

4.2.1 Pedoman Perhitungan Plat

Dalam perencanaan plat lantai, pedoman yang dipakai adalah sebagai berikut :

- a. Dalam perencanaan plat lantai, pedoman yang dipakai adalah SNI 2847;2013, Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung
- b. PPIUG 1983 tentang Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung.
- c. Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971).

4.2.2 Data Perencanaan Plat

d. Tebal plat (h)	= 13 cm
e. Selimut beton	= 20 mm
f. Tulangan Rencana	= 10 mm
g. Mutu baja (fy)	= 240 MPa
h. Mutu beton (f'c)	= 30 MPa

4.2.3 Pembebanan rencana

a) Plat Atap

a. Beban mati (DL) :

1. Berat sendiri = $0,13 \times 2400$	= 312 Kg/m ²
2. Berat plafond dan penggantung	= 18 Kg/m ²
3. Instalasi listrik	= 40 Kg/m ²
4. Instalasi pemipaan	= 25 Kg/m ²
Total	= 395 Kg/m ²

b. Beban hidup (LL) = 100 Kg/m²

c. Kombinasi beban = 1,2 DL + 1,6 LL

$$= (1,2 \times 395) + (1,6 \times 100)$$

$$= 634 \text{ Kg/m}^2$$

b) Plat Lantai

d. Beban mati (DL) :

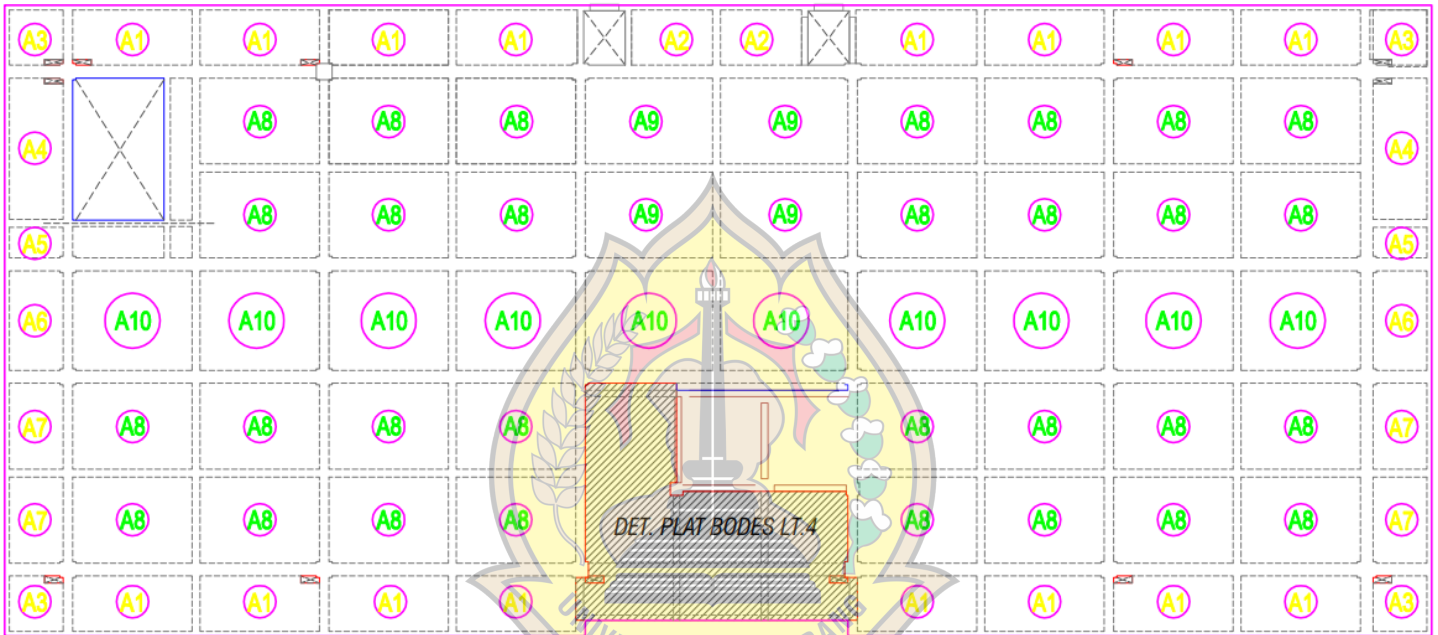
1. Berat sendiri = $0,13 \times 2400$	= 312 Kg/m ²
2. Berat spesi lantai	= 21 Kg/m ²
3. Penutup lantai	= 24 Kg/m ²
4. Berat plafond dan penggantung	= 18 Kg/m ²
5. Instalasi listrik	= 40 Kg/m ²
6. Instalasi pemipaan	= 25 Kg/m ²

Total = 440 Kg/m²

e. **Beban hidup (LL)** = 250 Kg/m² (Hotel/ Asrama)

f. **Kombinasi beban** = 1,2 D_L + 1,6 L_L
 = (1,2 x 440) + (1,6 x 250)
 = 928 Kg/m²

Perencanaan Plat Lantai



Gambar 4.33 Denah Plat

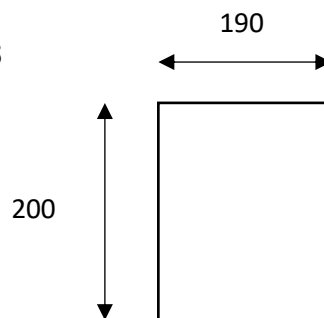
Sumber : Dokumen Pribadi



4.2.4 Menghitung Momen Pada Plat Lantai

Perhitungan momen pada plat ditentukan pada perletakan plat yang diatur dalam PBI 1971.

- Plat lantai tipe A3



Gambar 4.34 Dimensi Plat Tipe A3

Sumber : Dokumen Pribadi

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{200}{190} = 1.052$$

Karena ditabel 13.3.1 PBI-1971, hasil paling kecil adalah (1,0) maka hasil di atas kita bulatkan menjadi (1,0).

Momen di dalam pelat persegi yang menumpu pada keempat tepinya akibat beban terbagi rata

		l_y/l_x	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5
I	Mlx = +0,001 qlx ² X		44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	Mly = +0,001 qlx ² X		44	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	25
II	Mlx = +0,001 qlx ² X		21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42
	Mly = +0,001 qlx ² X		21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
	Mtx = -0,001 qlx ² X		52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83
III	Mlx = +0,001 qlx ² X		28	33	38	42	45	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
	Mly = +0,001 qlx ² X		28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
	Mtx = -0,001 qlx ² X		68	77	85	92	98	103	107	111	113	116	118	119	120	121	122	122	125
IV	Mlx = +0,001 qlx ² X		22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	Mly = +0,001 qlx ² X		32	35	37	39	40	41	41	41	41	40	39	38	37	36	35	35	25
	Mtx = -0,001 qlx ² X		70	79	87	94	100	105	109	112	115	117	119	120	121	122	123	123	125
IVB	Mlx = +0,001 qlx ² X		32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0,001 qlx ² X		22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	8
	Mtx = -0,001 qlx ² X		70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
VA	Mlx = +0,001 qlx ² X		31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	Mly = +0,001 qlx ² X		37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25
	Mtx = -0,001 qlx ² X		84	92	99	104	109	112	115	117	119	121	122	122	123	123	124	124	125
VB	Mlx = +0,001 qlx ² X		37	41	45	48	51	53	55	56	58	59	60	60	60	61	61	62	63
	Mly = +0,001 qlx ² X		31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	13
	Mtx = -0,001 qlx ² X		84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
VIA	Mlx = +0,001 qlx ² X		21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
	Mly = +0,001 qlx ² X		26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	21	20	20	19	19	18	13
	Mtx = -0,001 qlx ² X		55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
VIB	Mlx = +0,001 qlx ² X		26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0,001 qlx ² X		21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8
	Mtx = -0,001 qlx ² X		60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mty = -0,001 qlx ² X		55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57

Terletak bebas
 Terjepit penuh

Gambar 4.35 Tabel Koefisien Momen Pelat Tipe H

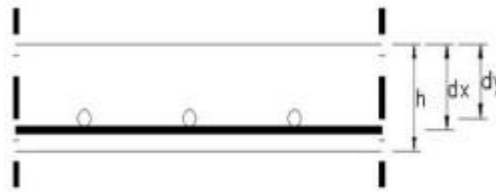
Sumber : PBI 1971

$$Mlx = 0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot x = 0,001 \times 928 \times (2^2) \times 33 = 122.496 \text{ Kg.m}$$

$$Mly = 0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot x = 0,001 \times 928 \times (1.9^2) \times 28 = 93.802 \text{ Kg.m}$$

$$Mtx = 0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot x = 0,001 \times 928 \times (2^2) \times 77 = 285.824 \text{ Kg.m}$$

$$Mty = 0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot x = 0,001 \times 928 \times (1.9^2) \times 72 = 241.205 \text{ Kg.m}$$



Gambar 4.36 Potongan Plat

Sumber : dokumentasi pribadi (Program AutoCAD)

Perencanaan Penulangan Plat Lantai

- a) Menghitung tinggi efektif plat lantai

$$\begin{aligned} dx &= h - ts - 0,5 \times \emptyset \\ &= 130 - 20 - 0,5 \times 10 = 105 \text{ mm} \\ dy &= h - ts - \emptyset - 0,5 \times \emptyset \\ &= 130 - 20 - 10 - 0,5 \times 10 = 95 \text{ mm} \end{aligned}$$

- b) Menentukan besarnya nilai

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,005 \left(\frac{f'c - 28}{7} \right) \\ &= 0,85 - 0,005 \left(\frac{30 - 28}{7} \right) \\ &= 0,848 \end{aligned}$$

- c) Menentukan besarnya rasio penulangan minimum dan maksimum

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \left(\frac{1,4}{f_y} \right) = \left(\frac{1,4}{240} \right) = 0,00583 \\ \rho_{balance} &= \left(\frac{0,85 \times \beta \times f'c}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \left(\frac{0,85 \times 0,848 \times 30}{240} \right) \left(\frac{600}{600 + 240} \right) \\ &= 0,0644 \\ \rho_{min} &= 0,75 \times \rho_{balance} \\ &= 0,75 \times 0,0644 \\ &= 0,0483 \end{aligned}$$

- d) Penulangan lapangan arah X

$$Mu = 122,496 \text{ Kg-m} = 122,496 \times 10^4 \text{ N-mm}$$

$$Mn = \left(\frac{Mu}{\emptyset} \right) = \left(\frac{122,496 \times 10^4}{0,9} \right) = 1361066,6 \text{ N-mm}$$

$$Rn = \left(\frac{Mu}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{1361066,6}{1000 \times 95^2} \right) = 0,150 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right) = \left(\frac{240}{0,85 \times 30} \right) = 9,411 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \left(\frac{1}{m} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y} \right)} \right) \\ &= \left(\frac{1}{9,411} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 9,411 \cdot 0,150}{240} \right)} \right) \\ &= 6,302 \times 10^4 \end{aligned}$$

Jika $\rho < \rho_{min}$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,00583$

$$A_{st} = \rho_{min} \times b \times d_x$$

$$= 0,00583 \times 1000 \times 105 = 612,15 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan } \emptyset 10 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan dalam } 1 \text{ m}' = \left(\frac{78,5}{612,5} \right) = 128,163 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak maksimum} = 3 \times h = 3 \times 130 = 390 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan $\emptyset 10 - 100 \text{ mm}$ ($A_s = 785 \text{ mm}^2$).

e) Penulangan lapangan arah Y

$$M_u = 93.80224 \text{ Kg-m} = 93.80224 \times 10^4 \text{ N-mm}$$

$$M_n = \left(\frac{M_u}{\phi} \right) = \left(\frac{93.80224 \times 10^4}{0,9} \right) = 1042247.111 \text{ N-mm}$$

$$R_n = \left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{1042247.111}{1000 \times 95^2} \right) = 0.115 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right) = \left(\frac{240}{0,85 \times 30} \right) = 9,411 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \left(\frac{1}{m} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y} \right)} \right) \\ &= \left(\frac{1}{9,411} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 9,411 \cdot 0,115}{240} \right)} \right) \\ &= 4,822 \times 10^4 \end{aligned}$$

Jika $\rho < \rho_{min}$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,00583$

$$A_{st} = \rho_{min} \times b \times d_x$$

$$= 0,00583 \times 1000 \times 105 = 612,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan } \emptyset 10 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan dalam } 1 \text{ m}' = \left(\frac{78,5}{612,5} \right) = 128,163 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak maksimum} = 3 \times h = 3 \times 130 = 390 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan $\emptyset 10 - 100 \text{ mm}$ ($A_s = 785 \text{ mm}^2$).

f) Penulangan lapangan arah X

$$M_u = 285.824 \text{ Kg-m} = 285.824 \times 10^4 \text{ N-mm}$$

$$M_n = \left(\frac{M_u}{\phi} \right) = \left(\frac{285.824 \times 10^4}{0,9} \right) = 3175822.222 \text{ N-mm}$$

$$R_n = \left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{3175822.222}{1000 \times 95^2} \right) = 0.351 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right) = \left(\frac{240}{0,85 \times 30} \right) = 9,411 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \left(\frac{1}{m} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \left(\frac{1}{9,411} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 9,411 \cdot 0,351}{240} \right)} \right) \\ &= 1,476 \times 10^3 \end{aligned}$$

Jika $\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai $\rho_{\min} = 0,00583$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \rho_{\min} \times b \times d_x \\ &= 0,00583 \times 1000 \times 105 = 612,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan tulangan } \emptyset 10 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan dalam } 1 \text{ m}^2 = \left(\frac{78,5}{612,5} \right) = 128,163 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak maksimum} = 3 \times h = 3 \times 130 = 390 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan $\emptyset 10 - 100 \text{ mm}$ ($A_s = 785 \text{ mm}^2$).

g) Penulangan lapangan arah Y

$$M_u = 241.20576 \text{ Kg-m} = 241.20576 \times 10^4 \text{ N-mm}$$

$$M_n = \left(\frac{M_u}{\phi} \right) = \left(\frac{241.205 \times 10^4}{0,9} \right) = 2680064 \text{ N-mm}$$

$$R_n = \left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{2680064}{1000 \times 95^2} \right) = 0.296 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right) = \left(\frac{240}{0,85 \times 30} \right) = 9,411 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \left(\frac{1}{m} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y} \right)} \right) \\ &= \left(\frac{1}{9,411} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 9,411 \cdot 0,296}{240} \right)} \right) \\ &= 1,244 \times 10^3 \end{aligned}$$

Jika $\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai $\rho_{\min} = 0,00583$

$A_{st} = \rho_{\min} \times b \times d_x$

$$= 0,00583 \times 1000 \times 105 = 612,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $\emptyset 10 = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan dalam 1 m' = $\left(\frac{78,5}{612,5}\right) = 128,163 \text{ mm}$

Jarak maksimum = $3 \times h = 3 \times 130 = 390 \text{ mm}$

Dipakai tulangan $\emptyset 10 - 100 \text{ mm}$ ($A_s = 785 \text{ mm}^2$).



USM

Tabel 4.3 Momen Pada Pelat Tipe A1-A10

Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd (Kg/mm ²)	Ql (Kg/mm ²)	Qu (Kg/mm ²)	Mu N-mm	Mn N-mm	o	b	d'
A3	Mlx	2	1.9	1	33	440	250	928	1224960	1361066.667	0.9	100	105
	Mly	2	1.9	1	28	440	250	928	938022.4	1042247.111	0.9	100	95
	Mlx	2	1.9	1	77	440	250	928	2858240	3175822.222	0.9	100	105
	Mly	2	1.9	1	72	440	250	928	2412057.6	2680064	0.9	100	95
Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd (Kg/mm ²)	Ql (Kg/mm ²)	Qu (Kg/mm ²)	Mu N-mm	Mn N-mm	o	b	d'
A1	Mlx	2	4	0.5	21	440	250	928	3118080	3464533.333	0.9	100	105
	Mly	2	4	0.5	26	440	250	928	965120	1072355.556	0.9	100	95
	Mlx	2	4	0.5	55	440	250	928	8166400	9073777.778	0.9	100	105
	Mly	2	4	0.5	60	440	250	928	2227200	2474666.667	0.9	100	95
Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd (Kg/mm ²)	Ql (Kg/mm ²)	Qu (Kg/mm ²)	Mu N-mm	Mn N-mm	o	b	d'
A2	Mlx	2	2.75	0.1	21	440	250	928	1473780	1637533.333	0.9	100	105
	Mly	2	2.75	0.1	26	440	250	928	965120	1072355.556	0.9	100	95
	Mlx	2	2.75	0.1	55	440	250	928	3859900	4288777.778	0.9	100	105
	Mly	2	2.75	0.1	60	440	250	928	2227200	2474666.667	0.9	100	95

Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd	Ql	Qu	Mu	Mn	o	b	d'
						(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	N-mm	N-mm			
A4	Mlx	4.7	1.9	2.5	60	440	250	928	2010048	2233386.667	0.9	100	105
	Mly	4.7	1.9	2.5	18	440	250	928	3689913.6	4099904	0.9	100	95
	Mlx	4.7	1.9	2.5	120	440	250	928	4020096	4466773.333	0.9	100	105
	Mly	4.7	1.9	2.5	79	440	250	928	16194620.8	17994023.11	0.9	100	95

Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd	Ql	Qu	Mu	Mn	o	b	d'
						(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	N-mm	N-mm			
A5	Mlx	1.25	1.9	0.1	21	440	250	928	703516.8	781685.3333	0.9	100	105
	Mly	1.25	1.9	0.1	26	440	250	928	377000	418888.8889	0.9	100	95
	Mlx	1.25	1.9	0.1	55	440	250	928	1842544	2047271.111	0.9	100	105
	Mly	1.25	1.9	0.1	60	440	250	928	870000	966666.6667	0.9	100	95

Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd	Ql	Qu	Mu	Mn	o	b	d'
						(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	N-mm	N-mm			
A6	Mlx	3.5	1.9	1.9	53	440	250	928	1775542.4	1972825	0.9	100	105
	Mly	3.5	1.9	1.9	21	440	250	928	2387280	2652533	0.9	100	95
	Mlx	3.5	1.9	1.9	110	440	250	928	3685088	4094542	0.9	100	105
	Mly	3.5	1.9	1.9	78	440	250	928	8867040	9852267	0.9	100	95

Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd	Ql	Qu	Mu	Mn	o	b	d'
						(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	N-mm	N-mm			
A7	Mlx	3	1.9	1.6	46	440	250	928	1541036.8	1712263	0.9	100	105
	Mly	3	1.9	1.6	26	440	250	928	2171520	2412800	0.9	100	95
	Mlx	3	1.9	1.6	99	440	250	928	3316579.2	3685088	0.9	100	105
	Mly	3	1.9	1.6	77	440	250	928	6431040	7145600	0.9	100	95

Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd	Ql	Qu	Mu	Mn	o	b	d'
						(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	N-mm	N-mm			
A8	Mlx	3	4	1	21	440	250	928	3118080	3464533	0.9	100	105
	Mly	3	4	1	21	440	250	928	1753920	1948800	0.9	100	95
	Mlx	3	4	1	52	440	250	928	7720960	8578844	0.9	100	105
	Mly	3	4	1	52	440	250	928	4343040	4825600	0.9	100	95

Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd	Ql	Qu	Mu	Mn	o	b	d'
						(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	N-mm	N-mm			
A9	Mlx	3	4.25	1	21	440	250	928	3520020	3911133	0.9	100	105
	Mly	3	4.25	1	21	440	250	928	1753920	1948800	0.9	100	95
	Mlx	3	4.25	1	52	440	250	928	8716240	9684711	0.9	100	105
	Mly	3	4.25	1	52	440	250	928	4343040	4825600	0.9	100	95

Tipe Plat		Ly	Lx	ly/lx	x	Qd	Ql	Qu	Mu	Mn	o	b	d'
						(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	(Kg/mm ²)	N-mm	N-mm			
A10	Mlx	3.5	4.5	1	21	440	250	928	3520020	3911133	0.9	100	105
	Mly	3.5	4.5	1	21	440	250	928	2387280	2652533	0.9	100	95
	Mlx	3.5	4.5	1	52	440	250	928	8716240	9684711	0.9	100	105
	Mly	3.5	4.5	1	52	440	250	928	5911360	6568178	0.9	100	95

Sumber : Data Analisis

4.3. Perencanaan Tangga & Bordes

Perencanaan tangga dan bordes meliputi dimensi, kemiringan dan penulangan plat tangga. Perencanaan struktur tangga menggunakan beton bertulang dengan mutu beton $f'c = 30$ MPa. Tangga yang direncanakan mempunyai konfigurasi yang sama setiap lantainya (typical) dengan ketinggian 4 meter.

4.3.1 Perhitungan Dimensi Tangga

Perhitungan anak tangga meliputi jumlah antrede (injakan) oprade (tanjakan), dan plat tangga. Perhitungan diambil tangga utama untuk lantai 2,3,4, dan lantai atap adalah sebagai berikut :

- Menghitung antrede (injakan)

a. Menghitung sudut kemiringan tangga (α)

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{4/2}{3,6} = 0,54$$

$$\tan \alpha = 28^\circ$$

- Menghitung panjang antrede (injakan)

$$2X + Y = 61 \sim 65 \quad 2(Y \cdot \tan \alpha) + Y = 61 \sim 65$$

$$2(Y \cdot \tan 28^\circ) + Y = 61 \sim 65$$

$$2,1Y = 64$$

$$Y = 30,47 \approx 30 \text{ cm}$$

- Menghitung Oprade (tanjakan)

a. Menghitung tinggi oprade (tanjakan)

$$X = Y \cdot \tan \alpha$$

$$X = 30 \cdot \tan 28^\circ$$

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

b. Menghitung jumlah oprade (tanjakan)

$$\text{Jumlah oprade} = (4/2) / 16 = 12 \text{ buah}$$

c. Menghitung tebal plat tangga

Tinggi plat tangga minimum (h_{min}) adalah sebagai berikut :

$$h_{min} = \frac{L}{27} = \frac{\sqrt{3600^2 + 1400^2}}{27} = 143,06 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

d. Menghitung tebal anak tangga

$$h' = h + \frac{O}{2} \cdot \cos x$$

$$h' = 15 + \frac{16}{2} \cdot \cos 28^\circ = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Maka ekuivalen tebal anak tangga} = 22 - 15 = 7 \text{ cm}$$

Data perencanaan tangga adalah sebagai berikut :

1. Tinggi antar lantai, $h = 4 \text{ m}$
2. Panjang tangga, $L = 3,6 \text{ m}$
3. Tinggi oprade, $O = 16 \text{ cm}$
4. Lebar antrade, $A = 30 \text{ cm}$
5. Panjang bordes, $Pb = 1,7 \text{ m}$
6. Kemiringan tangga = 28°
7. Diameter Tulangan, $D = 10 \text{ mm}$
8. Tebal selimut beton, $ts = 30 \text{ mm}$
9. Tebal plat tangga, $t = 15 \text{ cm}$
10. Tebal anak tangga $ta = 7 \text{ cm}$

4.3.2 Pembebanan Tangga

Beban yang bekerja pada struktur tangga meliputi beban mati dan hidup. Distribusi beban yang bekerja pada elemen tangga ditunjukkan sebagai berikut :

4.3.2.1 Beban pada plat tangga

a. Beban mati (WD):

1. Berat anak tangga	$= 0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$
2. Penutup lantai	$= 1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
3. Spesi ($t = 3 \text{ cm}$)	$= 3 \times 21 = 63 \text{ kg/m}^2$
4. Handrail = taksiran	$= \underline{15 \text{ kg/m}^2} +$
Total	$= 270 \text{ kg/m}^2$

b. Hidup (WL) WL

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

4.3.2.2 Beban pada plat bordes

a. Beban mati (WD):

$$1. \text{ Penutup lantai} = 1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$2. \text{ Spesi (t = 3 cm)} = \underline{3 \times 21 = 63 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Total} = 87 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban Hidup (WL) WL = 300 kg/m²

4.3.3 Analisa Perhitungan Struktur Tangga

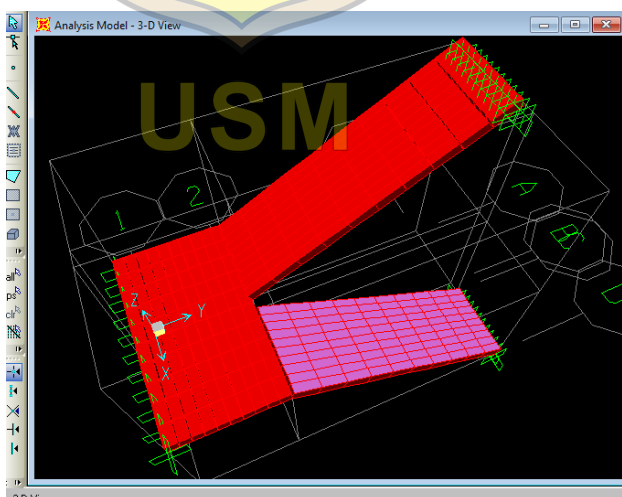
Perhitungan analisa struktur dilakukan menggunakan bantuan program SAP 2000. Beban yang dimasukkan sebagai beban merata (Uniform Shell) dalam program SAP2000, sedangkan tebal pelat akan dihitung otomatis oleh program dengan memasukkan angka 1 untuk self weight multiplier pada saat pembebanan (load case). Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah :

$$(1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

Keterangan :

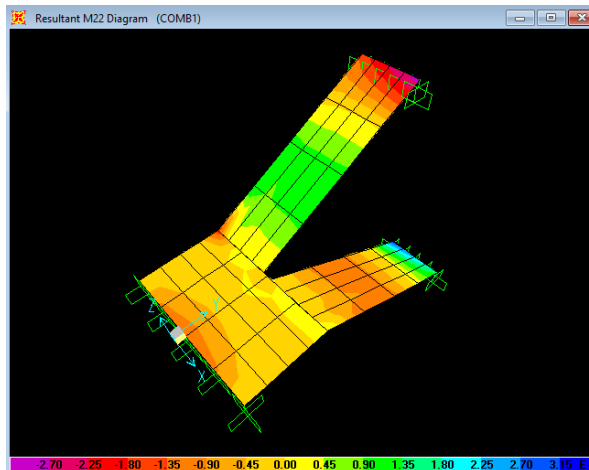
DL : dead load (beban mati)

LL : live load (beban hidup)



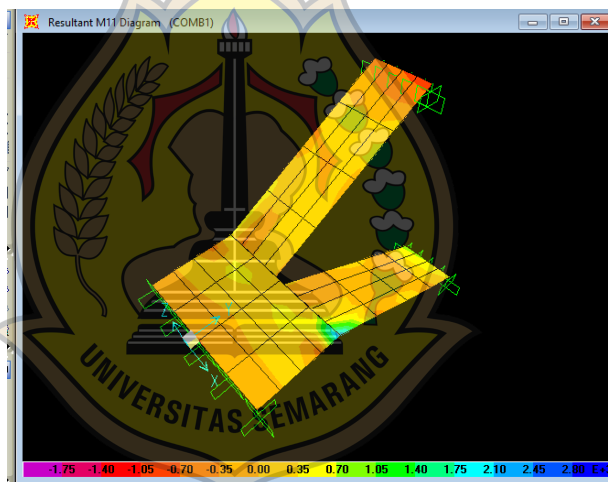
Gambar 4.37 Permodelan Tangga dengan SAP 2000 v.14

Sumber : Data Analisis, 2021



Gambar 4.38 Moment Arah Melintang (M22)

Sumber : Data Analisis, 2021



Gambar 4.39 Moment Arah Memanjang (M11)

Sumber : Data Analisis, 2021

Berdasarkan hasil dari analisa program SAP2000 didapati :

Tabel 4.4 Momen Pelat Tangga Dan Bordes

Jenis Plat	Mmax M11 (arah y)				Mmax M22 (arah x)			
	Areas	Mtump.	Areas	Mlap.	Areas	Mtump.	Areas	Mlap.
	Text	KN.m	Text	KN.m	Text	KN.m	Text	KN.m
Tangga	5-16	8,64	5-11	0,09	5-16	28,83	5-11	0,371
Bordes	3-4	5,654	3-10	1.209	3-4	16,67	3-10	5,71

Sumber : Data Analisis

1. Perhitungan Tulangan Pelat Tangga M11 (arah Y)

Tebal pelat : $h = 150 \text{ mm}$

Tebal penutup beton : $p = 20 \text{ mm}$

Diperkirakan diameter tulangan utama : $\emptyset = 10 \text{ mm}$

a. Perhitungan Tulangan Tumpuan Tangga arah Y :

$$M_{ty} = 10,91 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif arah sumbu y (dy)} &= h - p - \emptyset - 1/2 \cdot \emptyset \\ &= 150 - 20 - 10 - 1/2 \cdot 10 \\ &= 115 \text{ mm} = 0,115 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\frac{M_{ty}}{b \cdot y \cdot d_y^2} = \frac{8,64}{b \cdot d_y^2}$$

4.3.3.1 Desain Penulangan Pelat Tangga Untuk Arah X



Gambar 4.40 Detail Penulangan Pelat Tangga Untuk Arah x

Sumber : Dokumen Pribadi (Program AutoCAD)

a. Tinggi efektif pelat tangga (d)

Diperkirakan diameter tulangan 10 mm

$$\begin{aligned} dx &= h - ts - 0,5 \times \emptyset \\ &= 150 - 30 - 0,5 \times 10 = 115 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Momen nominal

$$M_{11} = M_u = 8,64 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{8,64}{0,9} = 9,6 \text{ kN.m} = 9,6 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

c. Rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\beta_1 = 0,85 (f'c < 30)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{240} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{240} \left[\frac{600}{600 + 240} \right] = 0,0645$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0645 = 0,0483$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{9,6 \times 10^6}{1000 \times 115^2} \right) = 0,725 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right) = \left(\frac{240}{0,85 \times 30} \right) = 9,411$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{9,411} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.9,411.0,725}{240}} \right] \\ &= 0,00306 \end{aligned}$$

jika $\rho < \rho_{min}$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,00583$

d. Kebutuhan tulangan

$$A_{st} = 0,00583 \times 1000 \times 115 = 670,45 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan polos $\varnothing 10$

Luas satu tulangan A_s

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

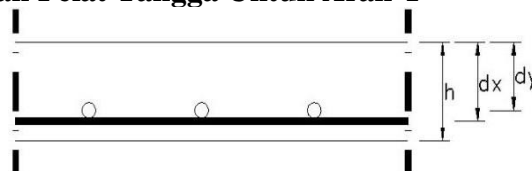
Jarak antar tulangan :

$$\begin{aligned} S &= \left(\frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{st}} \right) \\ &= \left(\frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{670,45} \right) = 117,08 = 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi tulangan plat tangga arah X digunakan $\varnothing 10 - 150 \text{ mm}$

USM

4.3.3.2 Desain Penulangan Pelat Tangga Untuk Arah Y



Gambar 4.41 Detail Penulangan Pelat Tangga Untuk Arah Y

Sumber : Dokumen Pribadi (Program AutoCAD)

a. Tinggi efektif pelat tangga (d)

Diperkirakan diameter tulangan 16 mm

$$\begin{aligned} dx &= h - t_s - \varnothing - 0,5 \times \varnothing \\ &= 150 - 30 - 16 - 0,5 \times 16 = 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Momen nominal

$$M_{11} = M_u = 28,8 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{28,8}{0,9} = 31,1 \text{ kN.m} = 31,1 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

c. Rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\beta_1 = 0,85 (f'c < 30)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{240} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{240} \left[\frac{600}{600 + 240} \right] = 0,0645$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0645 = 0,0483$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{31,1 \times 10^6}{1000 \times 96^2} \right) = 3,374 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right) = \left(\frac{240}{0,85 \times 30} \right) = 9,411$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{9,411} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,411 \times 3,374}{240}} \right]$$

$$= 0,015$$

maka dipakai $\rho_{\min} = 0,015$

d. Kebutuhan tulangan

$$A_{st} = 0,015 \times 1000 \times 96 = 1440 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan polos $\emptyset 16$

Luas satu tulangan A_s

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan :

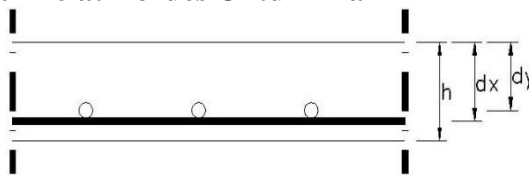
$$S = \left(\frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{st}} \right)$$

$$= \left(\frac{0,25 \times 3,14 \times 16^2 \times 1000}{1440} \right) = 139,5 = 150 \text{ mm}$$

Jadi tulangan plat tangga arah Y digunakan $\emptyset 16 - 150 \text{ mm}$

Plat Bordes

4.3.3.3 Desain Penulangan Pelat Bordes Untuk Arah X



Gambar 4.42 Detail Penulangan Pelat Bordes Untuk Arah X

Sumber : Dokumen Pribadi (Program AutoCAD)

- a. Tinggi efektif pelat tangga (d)

Diperkirakan diameter tulangan 10 mm

$$\begin{aligned} dx &= h - ts - 0,5 \times \emptyset \\ &= 150 - 30 - 0,5 \times 10 = 115 \text{ mm} \end{aligned}$$

- b. Momen nominal

$$M_{11} = M_u = 5,654 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5,654}{0,9} = 6,282 \text{ kN.m} = 6,282 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- c. Rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\beta_1 = 0,85(f'c \leq 30)$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{240} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{240} \left[\frac{600}{600 + 240} \right] = 0,0645 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0645 = 0,0483$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{6,282 \times 10^6}{1000 \times 115^2} \right) = 0,475 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right) = \left(\frac{240}{0,85 \times 30} \right) = 9,411$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{9,411} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,411 \times 0,475}{240}} \right] \\ &= 0,001997 \end{aligned}$$

jika $\rho < \rho_{\min}$, maka dipakai $\rho_{\min} = 0,00583$

d. Kebutuhan tulangan

$$A_{st} = 0,00583 \times 1000 \times 115 = 670,45 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan polos $\emptyset 10$

Luas satu tulangan A_s

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

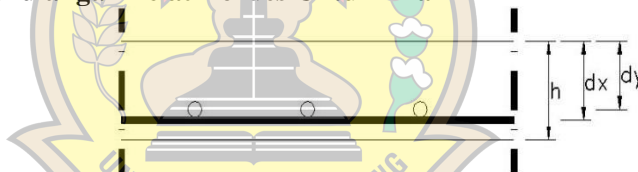
Jarak antar tulangan :

$$S = \left(\frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{st}} \right)$$

$$= \left(\frac{0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{670,45} \right) = 117,08 = 150 \text{ mm}$$

Jadi tulangan plat tangga arah X digunakan $\emptyset 10 - 150 \text{ mm}$

4.3.3.4 Desain Penulangan Pelat Bordes Untuk Arah Y



Gambar 4.43 Detail Penulangan Pelat Bordes Untuk Arah Y

Sumber : Dokumen Pribadi (Program AutoCAD)

a. Tinggi efektif pelat tangga (d)

Diperkirakan diameter tulangan 16 mm

$$d_x = h - t_s - \emptyset - 0,5 \times \emptyset$$

$$= 150 - 30 - 16 - 0,5 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

b. Momen nominal

$$M_{11} = M_u = 16,67 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{16,67}{0,9} = 18,52 \text{ kN.m} = 18,52 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

c. Rasio tulangan (ρ)

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\beta_1 = 0,85 (f'c < 30)$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{240} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{240} \left[\frac{600}{600 + 240} \right] = 0,0645$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,0645 = 0,0483$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{16,67 \times 10^6}{1000 \times 96^2} \right) = 1,808 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \right) = \left(\frac{240}{0,85 \times 30} \right) = 9,411$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{9,411} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,411 \times 1,808}{240}} \right]$$

$$= 0,0078$$

maka dipakai $\rho_{\text{min}} = 0,0078$

d. Kebutuhan tulangan

$$A_{st} = 0,0078 \times 1000 \times 96 = 748,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan polos $\varnothing 16$

Luas satu tulangan A_s

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan :

$$S = \left(\frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{st}} \right)$$

$$= \left(\frac{0,25 \times 3,14 \times 16^2 \times 1000}{748,8} \right) = 168,37 = 150 \text{ mm}$$

Jadi tulangan plat tangga arah Y digunakan $\varnothing 16 - 150 \text{ mm}$

Tabel 4.5 Hasil Perhitungan Penentuan As Pelat Tangga dan Pelat Bordes

Jenis Pelat Tangga	Posisi Tulangan	As Perhitungan (mm ²)	Tulangan	As Tulangan (mm ²)
Pelat Tangga	Arah X	670,45	Ø10 – 150	78,5
	Arah Y	1440	Ø16 – 150	200,96
Pelat Bordes	Arah X	670,45	Ø10 – 150	78,5
	Arah Y	748,8	Ø16 – 150	200,96

4.3.4 Perencanaan Balok Bordes Tangga

Balok bordes tangga direncanakan dengan dimensi $h = 400$ mm dan $b = 250$ mm

4.3.4.1 Pembebanan Balok Bordes

a. Beban Mati (WD)

1. Berat pelat bordes = $0,15 \times 1 \times 24$ = 3,6 kN/m
 2. Spesi = $0,02 \times 1 \times 21$ = 0,42 kN/m
 3. Keramik = $0,01 \times 1 \times 24$ = 0,24 kN/m
 4. Berat dinding = $2,76 \times 2$ = 5,52 kN/m
 5. Berat sendiri balok = $0,25 \times 0,30 \times 24$ = 1,8 kN/m
- Total** = **11,58 kN/m**

b. Beban Mati (WL)

$$WL = 3 \text{ kN/m}$$

c. Beban rencana (Wu)

$$\begin{aligned} Wu &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 11,58) + (1,6 \times 3) \\ &= 18,696 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Gaya dalam yang terjadi :

$$M_{tump} = 1/12 \times Wu \times L^2 = 1/12 \times 18,696 \times 2,76^2 = 11,868 \text{ kN.m}$$

$$M_{lap} = 1/24 \times Wu \times L^2 = 1/24 \times 18,696 \times 2,76^2 = 5,934 \text{ kN.m}$$

$$Vu = 1/2 \times Wu \times L = 1/2 \times 18,696 \times 2,76 = 25,8 \text{ kN}$$

4.3.4.2 Perhitungan Tulangan Balok Bordes Tangga

Perhitungan tulangan balok bordes tangga yang direncanakan adalah B-400

x 400 mm, dengan panjang $L = 2760$ mm dan kriteria sebagai berikut :

$$h = 400 \text{ mm} \quad E_s = 200000 \text{ MPa} \quad D = 16 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad d_s = 10 \text{ mm}$$

$$t_s = 30 \text{ mm} \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

1. Menghitung tulangan Tarik dan tekan di tumpuan

a. Tinggi efektif pelat tangga (d)

Diperkirakan diameter tulangan 16 mm

$$\begin{aligned} d_x &= h - t_s - d_s - 0,5 \times D \\ &= 400 - 30 - 10 - 0,5 \times 16 = 352 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Momen nominal

$$M_{11} = M_u = 11,868 \text{ kN.m}$$

$$M_{tump} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{11,868}{0,9} = 13,186 \text{ kN.m} = 13,186 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

c. Rasio tulangan (ρ)

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

$$\beta_1 = 0,85 (f'_c < 30)$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \left[\frac{600}{600 + 400} \right] = 0,032 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{13,186 \times 10^6}{250 \times 352^2} \right) = 0,425 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \right) = \left(\frac{400}{0,85 \times 30} \right) = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,425}{400}} \right] \\ &= 0,0082 \end{aligned}$$

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

d. Kebutuhan tulangan

$$A_{st} = 0,0082 \times 400 \times 352 = 1154,56 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan polos $\emptyset 16$

Luas satu tulangan A_s

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan

$$\text{Tulangan atas } N = A_{st} / A_s = 1597,4 / 200,96 = 5,745 = 6 \text{ buah} = 6 \text{ D16}$$

$$\text{Tulangan bawah } \frac{1}{2} \times A_{st} \text{ T. Atas} = 3 \text{ D16}$$

2. Menghitung tulangan Tarik dan tekan di lapangan

$$M_{11} = M_u = 5,934 \text{ kN.m}$$

$$M_{lap} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5,934}{0,9} = 6,593 \text{ kN.m} = 6,593 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

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

$$\beta_1 = 0,85 (f'c \leq 30)$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \left[\frac{600}{600 + 400} \right]}{400} = 0,032$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$R_n = \left(\frac{M_n}{b \times d^2} \right) = \left(\frac{6,593 \times 10^6}{250 \times 352^2} \right) = 0,212 \text{ MPa}$$

$$m = \left(\frac{f_y}{0,85 \times f'c} \right) = \left(\frac{400}{0,85 \times 30} \right) = 15,686$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,212}{400}} \right]$$

$$= 0,0058$$

maka dipakai $\rho_{min} = 0,0058$

Kebutuhan tulangan

$$A_{st} = 0,0035 \times 400 \times 352 = 816,64 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan polos $\emptyset 16$

Luas satu tulangan A_s

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan

$$\text{Tulangan atas } N = A_{st} / A_s = 816,64 / 200,96 = 4,063 = 5 \text{ buah} = 5 \text{ D16}$$

$$\text{Tulangan bawah } \frac{1}{2} \times A_{st} \text{ T. Atas} = 3 \text{ D16}$$

3. Perhitungan Tulangan Geser

Dari hasil perhitungan gaya dalam pada balok bordesa tangga didapatkan nilai bidang geser $V_u = 33,408 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 250 \times 352 \\ &= 80332,641 \text{ N} = 80,332 \text{ kN} \end{aligned}$$

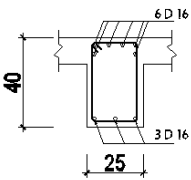
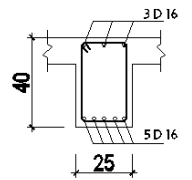
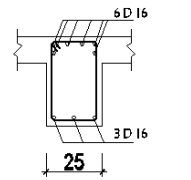
$$\emptyset V_c = 0,75 \times V_c = 0,75 \times 80,332 = 60,249 \text{ kN}$$

Jika $V_u < \emptyset V_c$, maka cukup dipasang sengkang minimum

Digunakan sengkang $\emptyset 10$

$$A_v = (0,25 \times \pi \times 10^2) = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{3 \times A_v \times f_y}{b_w} = \frac{3 \times 78,5 \times 252}{250} = 154,453 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

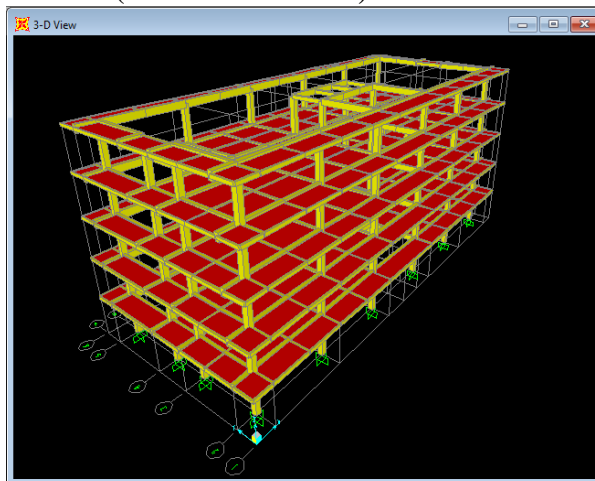
BALOK KODE	TULANGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
BALOK KODE	TULANGAN ATAS	6 D 16	3 D 16	6 D 16
	TULANGAN SAMPING	-	-	-
	TULANGAN BAWAH	3 D 16	5 D 16	3 D 16
	TUL.SENGGANG (BEUGEL)	D10 - 100	D10 - 150	D10 - 100
BALOK B2 (25x40)	GAMBAR PENULANGAN			

Gambar 4.44 Detail Penulangan Balok Bordes

Sumber : Dokumen Pribadi, 2021



4.4.4. Perencanaan Portal (Balok dan Kolom)



Gambar 4.45 Prespektif Rangka Portal Struktur Beton

Sumber : Data Analisis, 2020

4.4.1 Pedoman Perhitungan Balok dan Kolom

Dalam permodelan balok dan kolom, pedoman yang digunakan yaitu :

- a. Persyaratan Beton Strktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847: 2019).
- b. Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727: 2019).
- c. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung (SNI 1726-2019).
- d. Pedoman Perencanaan Pembangunan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987).

4.4.2 Data Teknik Portal

a. Material Beton

- Berat per unit volume = 2400 Kg/m³
- f_c = 30 Mpa

- Modulus Elastisitas (E_c) = 25742,960 Mpa
- $E_c = 4700 \times \sqrt{f'c} = 4700 \times \sqrt{30} = 25742,960 \text{ Mpa}$

b. Material Baja

- Besi ulir, f_y = 400 Mpa
- f_u = 570 Mpa
- Besi polos, f_y = 240 Mpa
- f_u = 390 Mpa
- Berat per unit volume = 7850 kg/m³
- Modulus Elastisitas = 200000 Mpa

4.4.3 Menentukan Syarat Batas dan Panjang Bentang

Balok dianggap ditumpu bebas pada kedua tepinya, dengan panjang bentang 800 cm, 600 cm, 300 cm, 350 cm, 275 cm dan 190 cm.

4.4.4 Menentukan Dimensi

Pada perencanaan dimensi balok menggunakan acuan dengan asumsi awal, 1/10 – 1/15 dari jarak kolom.

- B1 = 25 x 50 cm
- B2 = 25 x 40 cm
- B4 = 15 x 30 cm
- G1 = 40 x 70 cm
- G2 = 30 x 60 cm
- G4 = 30 x 40 cm

Pada perencanaan dimensi kolom menyesuaikan beban yang terjadi dengan asumsi awal

:

- K1 = 50 x 50 cm
- Kpraktis = 15 x 15 cm

Pada perencanaan ketebalan plat lantai dan plat atap menggunakan ketebalan 13 cm.

4.4.5. Beban Gravitasi (Statik)

a. Beban Pada Plat Lantai

1. Beban mati (W_D)

- Plat Lantai 2 – 5	
- Berat sendiri 0,13 x 2400	= 312 Kg/m ²
- Berat spesi lantai	= 21 Kg/m ²
- Penutup lantai	= 240 Kg/m ²
- Berat plafond dan penggantung	= 18 Kg/m ²
- Instalasi listrik	= 40 Kg/m ²
- Instalasi pemipaan	= 25 Kg/m ²
- Total pembebanan (W_D)	= 440 Kg/m ²

2. Beban hidup (WL)

- Beban hidup gedung (Rusun)	= 250 Kg/m
------------------------------	------------

3. Beban pada Balok

- Berat dinding (bata ringan citicon t = 10 cm)	= 60 Kg/m ² x 4 m
	= 240 Kg/m

b. Beban Pada kuda kuda(data sap2000)

1. Beban mati (W_D)

- Beban mati kuda – kuda	= 4781,91 Kg/m ²
--------------------------	-----------------------------

2. Beban hidup (WL)

- Beban hidup kuda – kuda	= 3194,41 Kg/m ²
---------------------------	-----------------------------

4.4.5.1 Beban Gempa

Beban gempa atau respons spectrum yang terjadi sesuai dengan data pada perhitungan gempa, mengacu pada SNI 03-1726-2012. Analisis struktur terhadap beban gempa pada gedung dilakukan dengan metode analisis respon spektrum. Berdasarkan parameter respons percepatan perioda pendek (SDS) dan perioda 1 detik (SD1), bangunan gedung termasuk dalam Kriteria Desain Seismik (KDS) D, sehingga sistem penahan gaya gempa yang diijinkan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

a. Menentukan Kategori Resiko Struktur Bangunan (I-IV) dan faktor keutamaan (Ie)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 4.10 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan *Ie*.

Tabel 4. 6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber : SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Tabel 4. 7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung

Gedung yang direncanakan berupa **gedung rumah susun** dengan **kategori risiko II**, untuk faktor keutamaan gedung adalah : $I_e = 1,0$

a. Menentukan Kelas Situs

Penetapan Kelas Situs dapat dilakukan melalui penyelidikan tanah dengan menguji nilai penetrasi standar rata-rata. N Profil tanah yang mengandung beberapa lapisan tanah atau batuan yang nyata berbeda, harus dibagi menjadi lapisan-lapisan yang diberi nomor ke-1 sampai ke- n dari atas ke bawah, sehingga ada total N-lapisan tanah yang berbeda pada lapisan 30 m paling atas tersebut. Nilai N untuk lapisan tanah 50 m paling atas ditentukan sesuai dengan perumusan berikut :

5

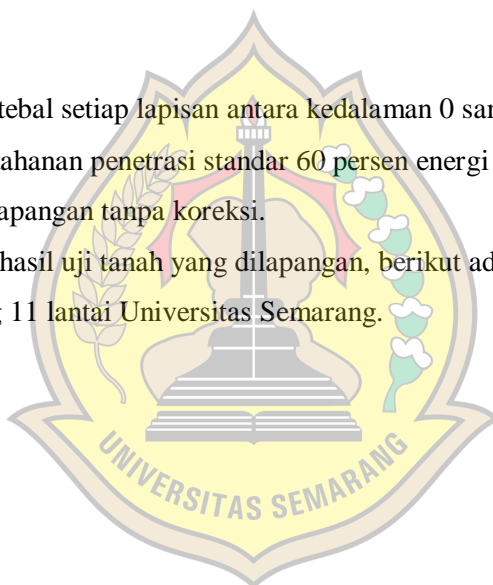
$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n t_i}{\sum_{i=1}^n t_i / N_i}$$

Keterangan :

Ti = tebal setiap lapisan antara kedalaman 0 sampai 30 meter

Ni = tahanan penetrasi standar 60 persen energi (N60) yang terukur langsung di lapangan tanpa koreksi.

Berdasarkan hasil uji tanah yang dilapangan, berikut adalah hasil uji penyelidikan tanah gedung 11 lantai Universitas Semarang.



USM

Tabel 4. 8 Nilai Penetrasi Standar Rata-rata

Lapis	N SPT	Kedalaman (m)	Tebal	N' = Tebal/NSPT
0	0	0	0	0
1	3	2	2	0,666
2	4	4	2	0,500
3	11	6	2	0,181
4	13	8	2	0,153
5	14	10	2	0,142
6	5	12	2	0,400
7	5	14	2	0,400
8	4	16	2	0,500
9	5	18	2	0,400
10	6	20	2	0,333
11	5	22	2	0,400
12	12	24	2	0,166
13	16	26	2	0,125
14	15	28	2	0,133
15	16	30	2	0,125
16	18	32	2	0,111
17	19	34	2	0,105
18	22	36	2	0,090
19	33	38	2	0,060
20	38	40	2	0,052
Jumlah			40	5,042

Sumber: Hasil Penyelidikan Tanah Rencana Pengembangan Gedung Perkuliahan 11 Lantai Kampus Universitas Semarang 2018

$N = \frac{40}{5,042} = 7,933$ maka termasuk klasifikasi tanah lunak (SE) Tipe kelas situs harus ditetapkan sesuai dengan pasal pasal berikut.

Tabel 4. 9 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{60}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{60}	\bar{s}_u (kPa)
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		

SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		
--	---	--	--

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Sumber : SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

USM

Berdasarkan klasifikasi situs diatas, untuk kedalaman 40 m dengan nilai test penetrasi standar (SPT) rata-rata (\bar{N}) = **7,933** berada pada nilai (\bar{N}) = < 15, dan memenuhi pasal (SE) tanah lunak.

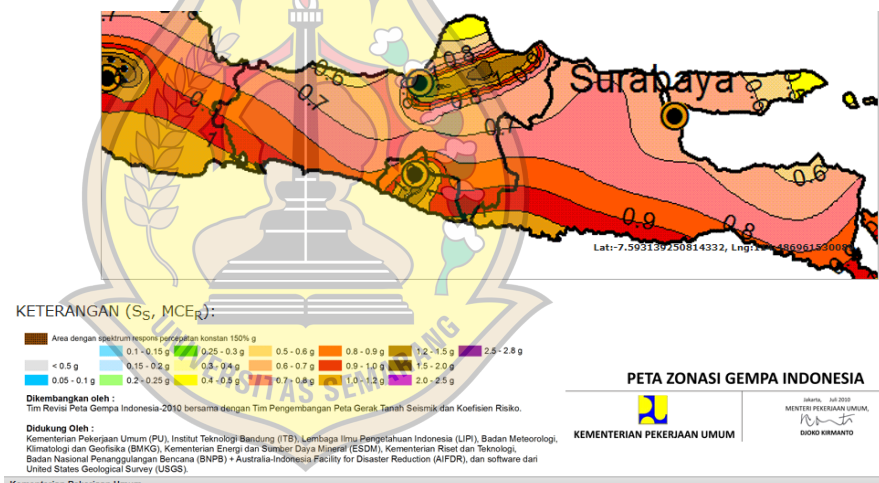
a. Menentukan Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Dalam penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda satu detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs. Hotel Iin Semarang terletak di Semarang (-7.044951208918899, 110.435160356319)

Tabel 4.10 Nilai koefisien Situs

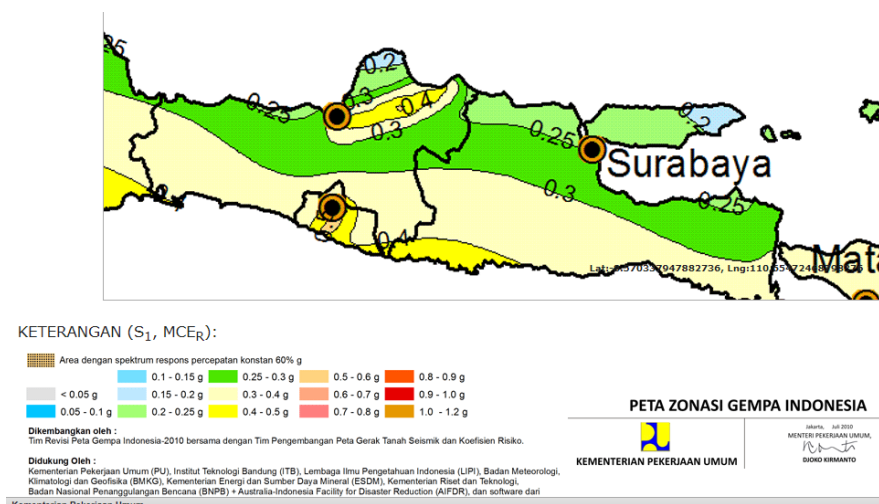
Variabel	Nilai
PGA (g)	0.504
SS (g)	1.121
S1 (g)	0.372
CRS	0.874
CR1	0.000
FPGA	1.000
FA	1.000
FV	1.428
PSA (g)	0.504
SMS (g)	1.121
SM1 (g)	0.531
SDS (g)	0.747
SD1 (g)	0.354
T0 (detik)	0.095
TS (detik)	0.474

(Sumber: http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/)



Gambar 4. 46 Peta Parameter Ss Wilayah Indonesia

Sumber: http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/



Gambar 4. 47 Peta Parameter S1 Wilayah Indonesia

Sumber: http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/

Maka untuk $SS = 1,121$ g dan $S1 = 0,372$ g, diperoleh nilai Fa dan Fv (interpolasi) :

$$Fa = 1,000$$

$$Fv = 1,428$$

Menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1} menggunakan rumus empiris : S_{MS}

$$= Fa \times SS$$

$$= 1,000 \times 1,121$$

$$= 1,121 \text{ g}$$

$$S_{M1} = Fv \times S1$$

$$= 1,428 \times 0,372$$

$$= 0,531 \text{ g}$$

Menghitung nilai S_{DS} dan S_{D1} menggunakan rumus empiris : S_{DS}

$$= \frac{2}{3} \times S_{MS}$$

$$= \frac{2}{3} \times 1,121$$

$$= 0,747 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1}$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,531$$

$$= 0,542 \text{ g}$$



USM

Menentukan Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu pada Gambar dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

$$\begin{aligned}
 - T_0 &= 0,2 \frac{SD1}{SDS} \\
 &= 0,2 \frac{0,542}{0,747} \\
 &= 0,095
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - T_s &= \frac{SD1}{SDS} \\
 &= \frac{0,542}{0,747} \\
 &= 0,474
 \end{aligned}$$

Dalam menentukan periode fundamental struktur T dapat diperoleh dari hasil analisis struktur yang akan ditinjau. Namun SNI Gempa 2012 memberi persyaratan bahwa periode fundamental yang akan dipakai sebagai perhitungan tidak boleh melebihi dari batas atas periode fundamental pendekatan yang mananilainya adalah perkalian dari koefisien periode batas atas (C_u) dengan periode pendekatan (T_a). Untuk memudahkan pelaksanaan, periode alami fundamental T ini boleh langsung digunakan periode pendekatan T_a .

Periode pendekatan ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini : $T_a = C_t \cdot hn^x$

Tabel 4. 11 Koefisien Batas Atas Periode

S_{D1}	Koefisien C_u
> 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Sumber : SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Tabel 4. 12 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0.0724	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

Sumber : SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Periode pendekatan ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini :

$$\begin{aligned}
 - T_a &= C_t \times h_n^x \\
 &= 0,0466 \times 21^{0,9} \\
 &= 0,722 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,542$ g, maka didapat koefisien $C_u = 1,4$

$$\begin{aligned}
 - T_{maks} &= C_u \times T_a \\
 &= 1,4 \times 0,722 \\
 &= 1,010 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

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

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

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 SDS.

Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{SD_1}{T}$$

Keterangan :

SDS = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda pendek

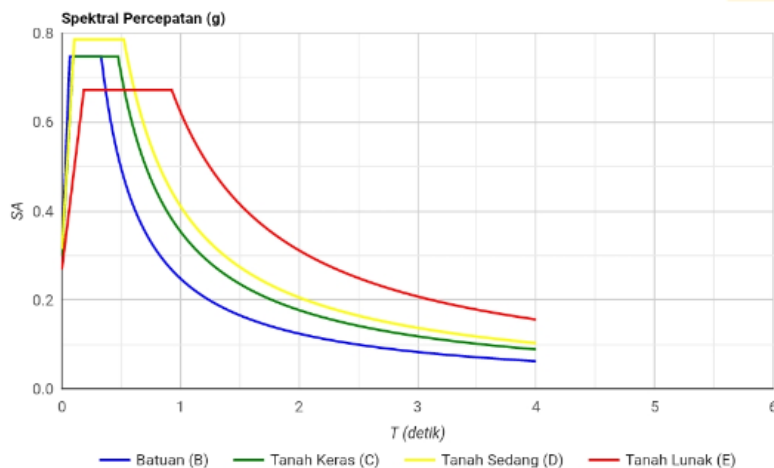
SD = parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T = perioda getar fundamental struktur

Tabel 4. 13 Daftar Periode

T(detik)	SA (g)
0	0.299
T_0	0.747
T_s	0.747
T_s+0	0.617
$T_s+0.1$	0.525
$T_s+0.2$	0.457
$T_s+0.3$	0.405
$T_s+0.4$	0.364
$T_s+0.5$	0.330
$T_s+0.6$	0.302
$T_s+0.7$	0.278
$T_s+0.8$	0.258
$T_s+0.9$	0.240
T_s+1	0.225
$T_s+1.1$	0.211
$T_s+1.2$	0.200
$T_s+1.3$	0.189
$T_s+1.4$	0.179
$T_s+1.5$	0.171
$T_s+1.6$	0.163
$T_s+1.7$	0.156
$T_s+1.8$	0.149
$T_s+1.9$	0.143
T_s+2	0.138
$T_s+2.1$	0.132
$T_s+2.2$	0.128
$T_s+2.3$	0.123
$T_s+2.4$	0.119
$T_s+2.5$	0.115
$T_s+2.6$	0.112
$T_s+2.7$	0.108
$T_s+2.8$	0.105
$T_s+2.9$	0.102
T_s+3	0.099
$T_s+3.1$	0.096
$T_s+3.2$	0.094
$T_s+3.3$	0.091
$T_s+3.4$	0.089
4	0.089

(Sumber: [http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain spektra indonesia 2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/))



Gambar : 4.48 Grafik Disain Spektral

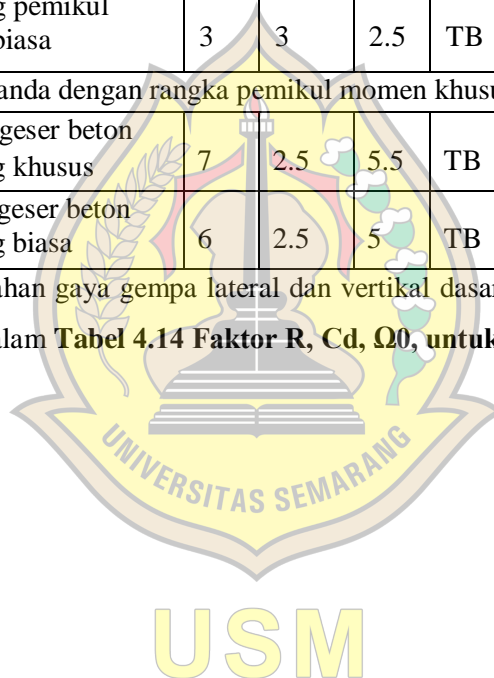
(Sumber: http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/)

4.4.5.2 Pemilihan sistem Struktur dan Parameter Sistem (R, Cd, Ωo)

Sistem struktur beton bertulang penahan gaya gempa		R	Ω ₀	C _d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m)				
					B	C	D	E	F
A	Sistem dinding penumpu								
1	Dinding geser beton bertulang khusus	5	2.5	5	TB	TB	48	48	30
2	Dinding geser beton bertulang biasa	4	2.5	4	TB	TB	TI	TI	TI
3	Dinding geser beton polos didetail	2	2.5	2	TB	TI	TI	TI	TI
4	Dinding geser beton polos biasa	1.5	2.5	1.5	TB	TI	TI	TI	TI
5	Dinding geser pracetak Menengah	4	2.5	4	TB	TB	12	12	12
6	Dinding geser pracetak Biasa	3	2.5	3	TB	TI	TI	TI	TI
B	Sistem Rangka								
1	Dinding geser beton bertulang khusus	6	2.5	5	TB	TB	48	48	30
2	Dinding geser beton bertulang biasa	5	2.5	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
3	Dinding geser beton polos detail	2	2.5	2	TB	TI	TI	TI	TI

4	Dinding geser beton polos biasa	1.5	2.5	1.5	TB	TI	TI	TI	TI
5	Dinding geser pracetak Menengah	5	2.5	4.5	TB	TB	12	12	12
6	Dinding geser pracetak Biasa	4	2.5	4	TB	TI	TI	TI	TI
C	Sistem rangka pemikul momen								
1	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
3	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2.5	TB	TI	TI	TI	TI
D	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus								
1	Dinding geser beton bertulang khusus	7	2.5	5.5	TB	TB	TB	TB	TB
2	Dinding geser beton bertulang biasa	6	2.5	5	TB	TB	TI	TI	TI

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam **Tabel 4.14 Faktor R, Cd, Ω_0 , untuk Sistem Penahan Gaya Gempa**



E	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah								
1	Dinding geser beton bertulang khusus	6.5	2.5	5	TB	TB	48	30	30
2	Dinding geser beton bertulang biasa	5.5	2.5	4.5	TB	TB	TI	TI	TI
F	Sistem interaktif dinding geser rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa								
		4.5	2.5	4	TB	TI	TI	TI	TI
G	Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan :								
1	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2.5	1.25	1.5	10	10	10	10	10
2	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1.5	1.25	1.5	10	10	TI	TI	TI
3	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1.25	1	10	TI	TI	TI	TI

Sumber : SNI 2019

Berdasarkan parameter respons percepatan perioda pendek (SDS) dan perioda1 detik (SD1), bangunan gedung termasuk dalam Kriteria Desain Seismik (KDS) D, sehingga sistem penahan gaya gempa yang diijinkan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Untuk sistem penahan gaya gempa dengan rangka beton bertulang pemikul momen khusus, didapat :

- Koefisien modifikasi respons (R) = 8
 - Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 3
 - Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5
- Faktor reduksi untuk perhitungan beban gempa Scale factor = $I/R \times 9,81$
= $1,0/8 \times 9,81$
= 1,226

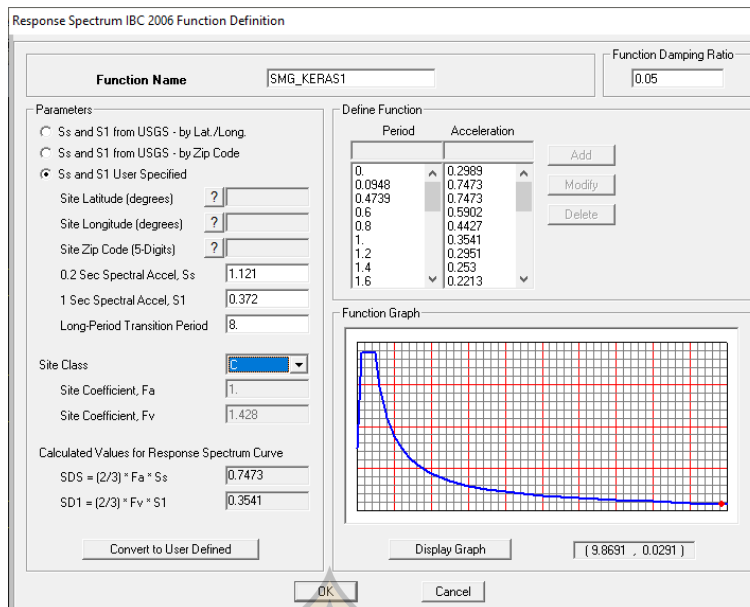
Keterangan:

SC = Scale Factor (meter)

I = Faktor keutamaan Gempa

R = Faktor Reduksi Gempa

9,81 = Koefisien gravitasi



Gambar : 4.49 Response Spectrum
Sumber: Dokumen Pribadi(Program SAP)

a. Menghitung Koefisien Respons Seismik

Perhitungan koefisien respon seismik diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1 dengan perincian sebagai berikut :

$$S_{DS} (g) = 0.747$$

$$S_{D1} (g) = 0.354$$

Karena terjadi perbedaan perioda desain arah x dan perioda desain arah y, maka dilakukan 2 kali untuk perhitungan C_{sx} dan C_{sy} , seperti berikut.

$$C_{sx} = C_{sy} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0,093, \text{ nilai } C_{sx} \text{ dan } C_{sy} \text{ yang dihitung tidak perlu melebihi dari}$$

pada nilai C_s berikut ini :

$$C_{sx} = \frac{S_{D1}}{T_x \left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0,061$$

$$C_{sy} = \frac{S_{D1}}{T_y \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,617}{0,722 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,106, \text{ nilai } C_{sx} \text{ dan } C_{sy} \text{ harus tidak kurang dari}$$

$$: C_{sx \text{ min}} = C_{sy \text{ min}} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_{sx \text{ min}} = C_{sy \text{ min}} = 0,044 \times 0,608 \times 1 \geq 0,01$$

$$C_{sx \text{ min}} = C_{sy \text{ min}} = 0,0267 > 0,01$$

Jadi, $C_{sx} = 0,076$ dan $C_{sy} = 0,076$

b. Menghitung Berat Seismik

Berat seismik merupakan berat total desain hasil penjumlahan dari beban mati struktur + beban mati tambahan + beban hidup yang tereduksi. Beban struktur dapat didapatkan langsung dari program SAP 2000.

Tabel 4. 15 Berat Struktur Bangunan

OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m	XCentroidFX m	YCentroidFY m
DEAD	LinStatic	-0.000001426	-0.000000474	3372524	33303129	-76104186	0.000004752	0	0	0	18110000000	2545569749
LIVE	LinStatic	-0.0000004453	-0.0000003457	863275	8545181.25	-19559541.3	-0.000002872	0	0	0	12850000000	2544849752

Sumber : Data Analisis, 2021

Berat keseluruhan struktur dapat dilihat pada kolom *Global Fz*. Jadi berat total seismik efektif untuk desain adalah

$$W_{\text{total} - X} = 3372524 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{total} - Y} = 3372524 \text{ Kg}$$

c. Pemeriksaan Time Period (SNI 1726 2019 pasal 7.8.2.1)

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \cdot h_n^{0,9} \\ &= 0,0466 \times 21^{0,9} \\ &= 0,722 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dengan nilai $SD_1 = 0,587 \text{ g}$, maka didapat koefisien $C_u = 1,4 T$

$$\begin{aligned} \text{maks} &= C_u \cdot T_a \\ &= 1,4 \times 0,722 \\ &= 1,011 \text{ detik} \end{aligned}$$

Tabel 4. 16 Hasil *Time Periode*

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CinFrenq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.973591	1.0271	6.4536	41.649
MODAL	Mode	2	0.891894	1.1212	7.0448	49.629
MODAL	Mode	3	0.858848	1.1644	7.3158	53.521
MODAL	Mode	4	0.319693	3.128	19.654	386.27
MODAL	Mode	5	0.290758	3.4393	21.61	466.98
MODAL	Mode	6	0.284581	3.5139	22.079	487.47
MODAL	Mode	7	0.192587	5.1925	32.625	1064.4
MODAL	Mode	8	0.174074	5.7447	36.095	1302.8
MODAL	Mode	9	0.139407	7.1732	45.071	2031.4
MODAL	Mode	10	0.129875	7.6997	48.379	2340.5
MODAL	Mode	11	0.128	7.8125	49.087	2409.6
MODAL	Mode	12	0.104309	9.5869	60.236	3628.4
MODAL	Mode	13	0.100437	9.9665	62.598	3913.6
MODAL	Mode	14	0.072178	13.855	87.051	7577.9
MODAL	Mode	15	0.045146	22.15	139.17	19370

Sumber : *Data Analisis, 2020*

Hasil time period yaitu $0,973 < T$ maks (**memenuhi**)

d. **Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)**

$$V = C_s \times W$$

Keterangan :

V = Geser dasar seismik

C_s = Koefisien respons seismik desain

W = berat sesimik efektif total

$$V_x = 0,093 \times 3372524 = 313644,732 \text{ Kgf}$$

$$V_y = 0,093 \times 3372524 = 313644,732 \text{ Kgf}$$

4.4.5.3. Kontrol dan Analisis Struktur

Setelah pemodelan struktur dan pembebanan selesai dilakukan, maka struktur perlu dicek terhadap standard persyaratan yang berlaku sebagai berikut :

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 % dari massa actual dalam masing – masing arah horizontal orthogonal dari respons yang

ditinjau oleh model. Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu didapatkan jumlah renspons ragam sebagai berikut :

a. Kontrol Partisipasi Massa

Tabel 4. 17 Jumlah Respons Ragam

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0.973591	0.00001778	0.839	0.0000002346	0.00001778	0.839
	MODAL	Mode	2	0.891894	0.009509	0.013	0.0000009117	0.009527	0.852
	MODAL	Mode	3	0.858848	0.857	0.00006203	0.0000002203	0.867	0.852
	MODAL	Mode	4	0.319693	0.0000009781	0.095	0.000003383	0.867	0.946
	MODAL	Mode	5	0.290758	0.002116	0.0009003	0.0000004278	0.869	0.947
	MODAL	Mode	6	0.284581	0.088	0.00001331	0.0000001468	0.957	0.947
	MODAL	Mode	7	0.192587	0.0000002626	0.03	0.000005128	0.957	0.978
	MODAL	Mode	8	0.174074	0.026	0.0000002017	0.0000004469	0.983	0.978
	MODAL	Mode	9	0.139407	0.00003148	0.009885	0.003306	0.983	0.987
	MODAL	Mode	10	0.129875	0.0002727	0.006594	0.004656	0.984	0.994
	MODAL	Mode	11	0.128	0.011	0.00002564	0.0002043	0.995	0.994
	MODAL	Mode	12	0.104309	0.003129	0.001852	0.0001639	0.998	0.996
	MODAL	Mode	13	0.100437	0.001475	0.003629	0.0000215	0.999	1
	MODAL	Mode	14	0.072178	0.0002384	0.0003009	0.00009595	1	1
	MODAL	Mode	15	0.045146	0.0003144	0.0000335	0.0000007364	1	1

Record: 1 of 15

Add Tables... Done

Sumber : Data Analisis, 2021

Berdasarkan hasil analisis pada tabel diatas menunjukkan pada *mode shape 7*, syarat partisipasi massa telah terpenuhi.

b. Kontrol Base Shear

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1 nilai gaya geser dinamik ($V_{dinamik}$) harus lebih besar 100% dari gaya geser static (V_{statik}). Bila lebih kecil, maka diperlukan faktor skala. Nilai $V_{dinamik}$ yang didapat dari hasil analisa struktur pada program bantu dan 100% V_{statik} adalah sebagai berikut :

Tabel 4. 18 Hasil Geser Dasar Statis

Base Reactions

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m
▶	RSX	LinRespSpec	Max	331610.32	1936.33	436.31	25790.15	4206412.91	3201843.9
	RS-Y	LinRespSpec	Max	2055.03	288013.73	3345.01	3674033.11	98762.39	6703221.02
	Ex static	LinStatic		-159010.42	-0.0000000645	0.0000001522	0.000004118	-2200514.28	1595036.18
	Ey static	LinStatic		-0.0000005191	-159010.41	-0.000000152	2200514.28	-0.000001084	-3645903.35

Sumber : Data Analisis, 2021

- Gaya Dasar Statis arah-X diperoleh dari baris EX kolom Global FX
= 159010,42 kg.
- Gaya Dasar Dinamis arah-X diperoleh dari baris DX kolom Global Fx
= 331610,32 kg.

Cek $100\% \times 908186,74 \text{ kg} = 908186,74 \text{ kg}$, $V_{\text{statis}} < V_{\text{Dinamis}}$

(OK)

- Gaya Dasar Statis arah-Y diperoleh dari baris EY kolom Global Fy
= 159010,42 kg.
- Gaya Dasar Dinamis arah-Y diperoleh dari baris DY kolom Global Fy
= 288013.73 kg.

Cek $100\% \times 288013.73 \text{ kg} = 288013.73 \text{ kg}$, $V_{\text{statis}} < V_{\text{Dinamis}}$

(OK)

Dilihat pada perhitungan diatas, bahwa kontrol terhadap base shear memenuhi syarat $V_{\text{dinamik}} > 100\% V_{\text{statis}}$

4.4.5.4. Kontrol Simpangan Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol simpangan dan syarat simpangan harus ditentukan berdasarkan pasal 7.8.6.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Keterangan :

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (5)

I = faktor keutamaan gempa (1)

Sedangkan untuk syarat simpangan antar lantai ijin sesuai SNI 1726:2012 Pasal 7.2.1, $\Delta s = 0,02h_x$ dengan Δ merupakan selisih antara defleksi yang

ditunjukkan pada analisis struktur dengan defleksi akibat pembesaran. Maka nilai Δs pada tiap lantai adalah

- Atap = $0,025 \times 3400$ = 85 mm
- Lantai 2-4 = $0,025 \times 3400$ = 85 mm
- Lantai 1 = $0,025 \times 3400$ = 85 mm

Hasil Kontrol Simpangan Pada analisis Struktur akibat gempa dinamik arah x (SPEC-X) adalah sebagai berikut :

Tabel 4. 19 Kontrol Simpangan akibat Respon Spektrum arah X

Story	hsx	δ_2	δ_1	Δ_i	Δ_{ijin}	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	3400	8,139	8,025	0,627	85	OK
Story4	3400	8,025	4,454	19,6405	85	OK
Story3	3400	4,454	4,391	0,346	85	OK
Story2	3400	4,391	1,910	13,645	85	OK
Story1	3400	1,910	0	10,505	85	OK

Sumber : Data Analisis, 2021

Sedangkan hasil kontrol simpangan pada analisis struktur akibat gempa dinamik arah Y (SPEC-X) adalah sebagai berikut :

Tabel 4. 20 Kontrol Simpangan akibat Respon Spektrum arah Y

Story	hsx	δ_2	δ_1	Δ_i	Δ_{ijin}	Ket
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	3400	0,112	0,110	0,11	85	OK
Story4	3400	0,110	0,019	5,005	85	OK
Story3	3400	0,019	0,017	0,11	85	OK
Story2	3400	0,017	0,0075	0,5255	85	OK
Story1	3400	0,0075	0	0,4125	85	OK

Sumber : Data Analisis, 2021

4.4.6. Perhitungan Tulangan Utama

Perencanaan kolom dilakukan melalui pengecekan momen dan beban aksial yang bekerja pada penampang terhadap diagram interaksi P-M yang diperoleh dari penampang yang telah ditentukan dimensi serta tulangnya.

Contoh perhitungan Kolom lantai 1, K-50/50.

Data :

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

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

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 32 = 6,1$$

$$d = 40 - 6,1 = 33,9$$

$$f'c = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 400 \text{ Mpa} = 4000$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Beban aksial dan momen yang bekerja :

$$Pu = 2760,331 \text{ kN} = 276033,1$$

$$M2 = Mx = 139,5643 \text{ kN.m} = 139,56 \cdot 10^4 \text{ kg.cm}$$

$$M3 = My = 145,1176 \text{ kN.m} = 145,12 \cdot 10^4 \text{ kg.cm}$$

$$Vu = 80,563 \text{ kN} = 8056,3 \text{ kg}$$

$$\left(\frac{Mnx}{Max}\right)^{a1} + \left(\frac{Mny}{May}\right)^{a2} \leq 1$$

$$\text{Bila } Mny/Mnx \geq b/h, \text{ Moy} = Mny + Mnx \cdot (b/h) \cdot [(1 - \beta) / \beta]$$

$$\text{Bila } Mny/Mnx \leq h/b, \text{ Mox} = Mnx + Mny \cdot (h/b) \cdot [(1 - \beta) / \beta]$$

$$Pn = Pu / \phi = 276033,1 / 0,65 = 424666 \text{ kg.cm}$$

$$Mnx = Mu / \phi = 139,56 / 0,65 = 214,717 \times 10^4 \text{ kg.cm}$$

$$Mny = Muy / \phi = 145,12 / 0,65 = 223,261 \times 10^4 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny}/M_{nx} \geq h/b \quad 223,261 / 214,717 = 1.039 > 40/40 = 1$$

$$M_n = M_{ny} + M_{nx} \cdot (\beta / h) \cdot [(1 - \beta) / \beta]$$

β diambil sebesar 0,65

$$= 223,261 \times 10^4 + 214,717 \times 10^4 \cdot (40/40) [(1-0,65)/0,65] = 2358343.076 \text{ kg.cm}$$

$$e = M_n / P_n = 2358343.076 / 424666 = 5,553 \text{ cm}$$

$$\text{Jika } \left(\frac{P_n}{\phi \cdot A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_{rc}} \right) > 0,1 \text{ nilai } \phi \text{ diambil} = 0,65$$

$$\text{Jika } \left(\frac{P_n}{\phi \cdot A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_{rc}} \right) \leq 0,1 \text{ nilai } \phi \text{ diambil} = 0,8$$

$$S_b y = \left(\frac{P_n}{\phi \cdot A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_{rc}} \right) = \left(\frac{424666}{0,65 \cdot 40 \times 40 \cdot 0,85 \cdot 3000} \right) \text{ nilai } \phi \text{ diambil } 1.601 > 0.1$$

$$S_b x = \left(\frac{P_n}{\phi \cdot A_{gr} \cdot 0,85 \cdot f_{rc}} \right) \cdot \left(\frac{e}{h} \right) = 1.601 \cdot \left(\frac{5,553}{40} \right) = 0,222$$

Dari grafik dan tabel perhitungan beton bertulang (CUR IV) didapat :

R =

$$\beta = 1,2 \text{ untuk } f_c = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = r \cdot B$$

$$A_{Stot} = \rho \cdot A_{gr} = 0,024 \cdot 1,2 \cdot 40 \cdot 40 = 46,08$$

$$\text{Tulangan persisi yang memadai (} A_s' \text{)} = 5D22 (18,992)$$

$$\text{Tulangan simetris 4 sisi (} A_{st} \text{)} = 16D22 (60,777)$$

$$A_{st} / A_g = 60,777 / (40 \cdot 40) \cdot 100\% = 3,79\%$$

$$\text{Batasan luas penampang tulangan kolom : } 8\% \geq (A_{st}/A_g) \geq 1\%$$

Gambar 4.51 Penampang kolom K-70/70

Cek Kekuatan Penampang (Tinjauan Biaxial Bending)

Ketentuan :

$$\text{Jika } e < e_b \text{ dan } 0,3 d + h / 2 - d' < e, P_{x,y} = P_o - (e / e_b)^2 \cdot (P_o - P_n b)$$

Jika $e < eb$ dan $0,3 d + h / 2 - d' > e$, $P_{x,y} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d + f_y \cdot A_{st}$

Jika $e > eb$ dan $0,3 d + h / 2 - d' < e$, $P_{x,y} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d + f_y \cdot A_{st}$

Perhitungan penulangan kolo akibat M_{nx} dan P_n

Arah – X :

$$P_n = P_u / \phi = 276033,1 / 0,65 = 424666 \text{ kg.cm}$$

$$M_{nx} = M_u / \phi = 139.56 / 0,65 = 214,717 \times 10^4 \text{ kg.cm}$$

$$P_o = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$= 0,85 \cdot 300 \cdot (40 \cdot 40 - 60,777) + 4000 \cdot 60,777 = 635609,865 \text{ kg}$$

$$e_a = M_{nx} / P_n = 214,717 \times 10^4 / 424666 = 5,056 \text{ cm}$$

$$c_b = 6000 \cdot d / (6000 + f_y) = 6000 \cdot 33,9 / (6000 + 4000) = 20,34 \text{ cm}$$

$$a_b = 0,85 \cdot c_b = 0,85 \cdot 20,34 = 17,289 \text{ cm}$$

$$f_b = a_b / d = 17,289 / 33,9 = 0,51$$

$$k_b = f_b (1 - f_b/2) = 0,51 \cdot (1 - 0,51/2) = 0,379$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= (0,85 \cdot f_c' \cdot k_b \cdot b \cdot d^2) + (A_{s'} \cdot f_y) \cdot (d - d') \\ &= (0,85 \cdot 300 \cdot 0,379 \cdot 40 \cdot 33,9^2) + (18,992 \cdot 4000) \cdot (33,9 - 6,1) \\ &= 6554526,418 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_b = 0,85 \cdot 300 \cdot 40 \cdot 17,289 = 176347,8 \text{ kg}$$

$$e_b = M_{nb} / P_{nb} = 6554526,418 / 176347,8 = 38,168 \text{ cm}$$

$$e = e_a + h / 2 - d' = 5,056 + 40 / 2 - 6,1 = 18,956 \text{ cm} < e_b$$

$$(0,3 d + h / 2 - d') = (0,3 \cdot 33,9 + 40 / 2 - 6,1) = 24,07 \text{ cm} < e_b$$

Jadi :

$E < eb$ dan $(0,3 d + h/2 - d')$, e maka :

$$\begin{aligned} P_y &= P_o - (e/e_b)^2 \cdot (P_o - P_{nb}) \\ &= 635609,865 - (18,956 / 38,168)^2 \cdot (635609,865 - 176347,8) = 522329,362 \text{ kg} \end{aligned}$$

Arah – Y :

$$P_n = P_u / \phi = 276033,1 / 0,65 = 424666 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = M_u / \phi = 145.12 / 0,65 = 223,261 \times 10^4 \text{ kg.cm}$$

$$P_o = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$= 0,85 \cdot 300 \cdot (40 \cdot 40 - 60,777) + 4000 \cdot 60,777 = 635609,865 \text{ kg}$$

$$e_a = M_{n7} / P_n = 223,261 \times 10^4 / 424666 = 5,257 \text{ cm}$$

$$c_b = 6000 \cdot d / (6000 + f_y) = 6000 \cdot 33,9 / (6000 + 4000) = 20,34 \text{ cm}$$

$$a_b = 0,85 \cdot c_b = 0,85 \cdot 20,34 = 17,289 \text{ cm}$$

$$f_b = a_b / d = 17,289 / 33,9 = 0,51$$

$$k_b = f_b (1 - f_b/2) = 0,51 \cdot (1 - 0,51/2) = 0,379$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= (0,85 \cdot F'_c \cdot k_b \cdot b \cdot d^2) + (A_{st}' \cdot f_y) \cdot (d - d') \\ &= (0,85 \cdot 300 \cdot 0,379 \cdot 40 \cdot 33,9^2) + (18,992 \cdot 4000) \cdot (33,9 - 6,1) \\ &= 6554526,418 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$P_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b = 0,85 \cdot 300 \cdot 40 \cdot 17,289 = 176347,8 \text{ kg}$$

$$e_b = M_{nb} / P_{nb} = 6554526,418 / 176347,8 = 38,168 \text{ cm}$$

$$e = e_a + h / 2 - d' = 5,257 + 40 / 2 - 6,1 = 19,157 \text{ cm} < e_b$$

$$(0,3 d + h / 2 - d') = (0,3 \cdot 33,9 + 40 / 2 - 6,1) = 24,07 \text{ cm} < e_b$$

Jadi :

$E < e_b$ dan $(0,3 d + h/2 - d')$, e maka :

$$\begin{aligned} P_x &= p_o - (e/e_b)^2 \cdot (p_o - p_n \cdot b) \\ &= 635609,865 - (19,157 / 38,168)^2 \cdot (635609,865 - 176347,8) = 519914,285 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek Biaxial bending :

$$\left(\frac{1}{p_i}\right) = \left(\frac{1}{p_x}\right) + \left(\frac{1}{p_y}\right) - \left(\frac{1}{p_o}\right) = \left(\frac{1}{p_i}\right) = \left(\frac{1}{519914,285}\right) + \left(\frac{1}{522329,362}\right) - \left(\frac{1}{635609,865}\right)$$

$$P_i = 406633,782 \text{ cm}$$

$$P_n = 424666 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned} p_u \text{ max} &= 0,8 \cdot \phi \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + (f_y \cdot A_{st})) \\ &= 0,8 \cdot 0,65 \cdot (0,85 \cdot 300 \cdot (40 \cdot 40 - 60,777) + (4000 \cdot 60,777)) \\ &= 330517,129 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat $p_i > p_n$ok! (penampang kolom dapat digunakan dalam desain)

Mengontrol persyaratan daktilitas “strong column weak beam” berdasarkan ketentuan

sistem rangka momen menengah (SRPMM) dari peraturan SNI 03-2002 (pasal 23.10).

$$P_u > \frac{A_g \cdot f'_c}{10}$$

$$P_u > \frac{40 \cdot 40 \cdot 300}{10}$$

$$276033,1 > 48000 \text{ ok}$$



USM

4.4.7. Menentukan Momen Pada Portal

Untuk menentukan momen, perhitungan dilakukan menggunakan bantuan program aplikasi komputer (SAP 2000). Hasil momen yang didapat sesuai dengan data masukan.

Hasil momen berbentuk tabel terlampir sebagai lampiran

4.4.8. Menghitung Tulangan Balok dan Kolom

1. Balok 40 x 70 cm (Balok G1)

Panjang balok (L) = 8000 mm

Lebar balok (b) = 400 mm

Tinggi balok (h) = 700 mm

Tebal penutup beton (p) = 40 mm

$F_c = 25$ Mpa

$F_y = 400$ Mpa (tulangan pokok)

$F_y = 240$ Mpa (tulangan sengkang)

Tumpuan Lantai 2:

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=4000.000
 Element : 248 D=700.000 B=400.000 bf=400.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dcf=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G1 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac=-1.000
 Combo ID : DLRSX Fy=400.000 Fys=400.000

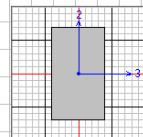
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	277594637.7	-555189275	277594637.7	-555189275

Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	2526.256	0.000	2526.256	910.108
Bottom (-2 Axis)	1211.966	1211.966	0.000	910.108

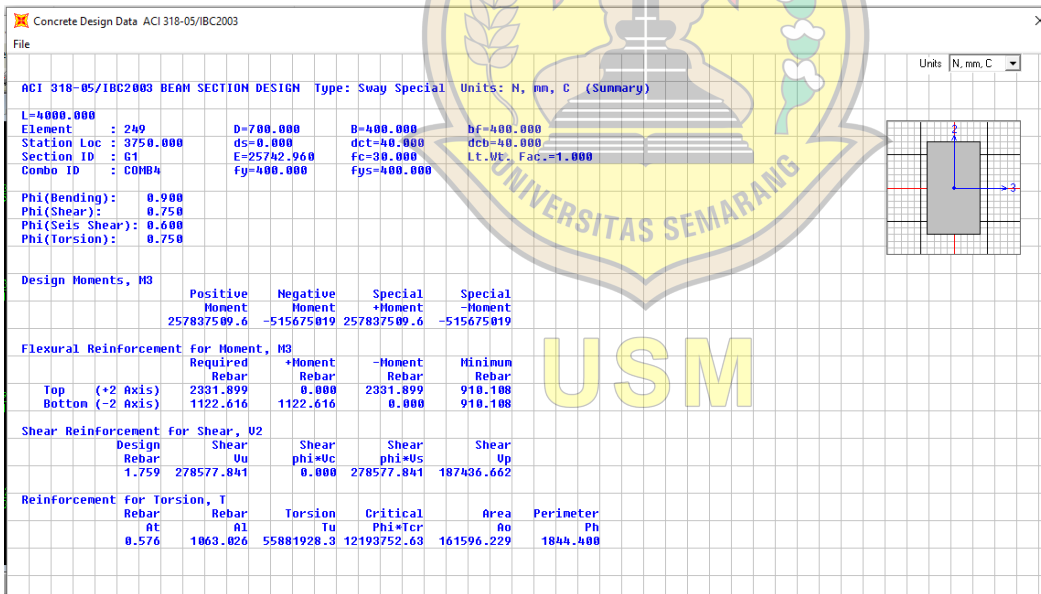
Shear Reinforcement for Shear, U2				
Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
2.017	399282.804	0.000	399282.804	201454.435

Reinforcement for Torsion, T					
Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Icr	Area A0	Perimeter Ph
0.263	1106.713	25500362.72	12114031.80	161596.229	1844.400



lantai 2						
a. Tulangan Pokok						
– Tulangan perlu bagian atas A		2526.256				
Digunakan :	7D22;	A=8 x 380,125 mm ² =	2660.875 mm ² >	2,526.256 mm ²	Ok	
– Tulangan perlu bagian bawah A		1211				
Digunakan :	4D22;	A=4 x 380,125 mm ² =	1520.5 mm ² >	1,211.000 mm ²	Ok	
b. Tulangan Geser						
Av/s perlu =	1.892 mm ² /mm					
Digunakan tulangan diameter	Av	=	157.08	s	100	
Av/s Aktual =	3.1416 > 1.892 mm ² /mmok					
sehingga di pake 2D10-100						2D10-100

Lapangan Lantai 2:



Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=4000.000
 Element : 249 D=700.000 B=400.000 bf=400.000
 Station Loc : 3750.000 ds=0.000 dcb=40.000
 Section ID : G1 E=25742.960 fc=30.000 Lt.WE. Fac.=1.000
 Combo ID : CONB4 fy=400.000 fys=400.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	257837509.6	-515675019	257837509.6	-515675019

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	2331.899	0.000	2331.899	910.108
Bottom (-2 Axis)	1122.616	1122.616	0.000	910.108

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	1.759	278577.841	0.000	278577.841	187436.662

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.576	1063.026	55881928.3	12193752.63	161596.229	1844.400

USM

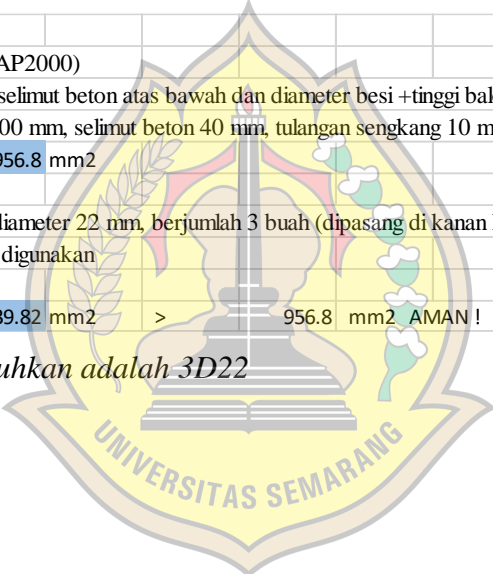
a. Tulangan Pokok							
- Tulangan perlu bagian atas A			1122.616				d
Digunakan :	3D22;	A=3 x 380,125 mm ² =	1140.375 mm ² >		1,122.616 mm ² Ok		
- Tulangan perlu bagian bawah A			2231				
Digunakan :	6D22;	A=6 x 380,125 mm ² =	2280.75 mm ² >		2,231.000 mm ² Ok		
b. Tulangan Geser							
Av/s perlu =		1.759 mm ² /mm					
Digunakan tulangan diameter	Av	=	265.4	s	150		
Av/s Aktual =	1.769333	>	1.759 mm ² /mmok			
sehingga di pake D13-150							D13-150

Tulangan Torsi Lantai 2

Perencanaan tulangan torsi memanjang	
At/s = 0,52 mm ² /m jarak/kaki (dari SAP2000)	
At = 2x At/ s x (lebar balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi +tinggi balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi)	
Jika lebar balok 400 mm, tingi balok 700 mm, selimut beton 40 mm, tulangan sengkang 10 mm,	
At =	956.8 mm ²
Diasumsi tulangan torsi menggunakan diameter 22 mm, berjumlah 3 buah (dipasang di kanan kiri balok masing 1 buah)	
Maka didapat luas tulangan yang akan digunakan	
¼ x 22/7 x 22 ² x 3 buah =	1139.82 mm ² > 956.8 mm ² AMAN !

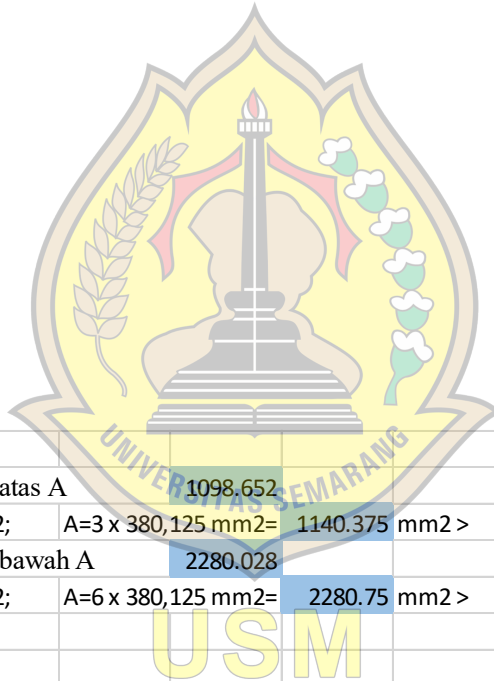
Tulangan torsi yang di butuhkan adalah 3D22

Tumpuan Lantai 3



Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003										
File										
ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)										
L=4000.000	Element : 450	D=700.000	B=400.000	bf=400.000						
Station Loc : 250.000	ds=0.000	dct=40.000	dcb=40.000							
Section ID : G1	E=25742.960	Fc=30.000	Lt.Vt. Fac.=1.000							
Combo ID : COMB4	fy=400.000	Fys=400.000								
Phi(Bending):	0.900									
Phi(Shear):	0.750									
Phi(Seis Shear):	0.600									
Phi(Torsion):	0.750									
Design Moments, M3										
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment						
	252519564.6	-505039129	252519564.6	-505039129						
Flexural Reinforcement for Moment, M3										
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar						
Top (+2 Axis)	2280.028	0.000	2280.028	910.108						
Bottom (-2 Axis)	1098.652	1098.652	0.000	910.108						
Shear Reinforcement for Shear, U2										
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up					
	1.768	279996.315	0.000	279996.315	183653.799					
Reinforcement for Torsion, T										
	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tr	Area Ao	Perimeter Ph				
	0.503	928.236	48796161.4	12210054.99	161596.229	1844.400				

lantai 3						
a. Tulangan Pokok						
– Tulangan perlu bagian atas A						
			2280.028			
Digunakan :	6D22;	$A=7 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	2280.75 mm ² >		2,280.028 mm ²	Ok
– Tulangan perlu bagian bawah A						
			1098.652			
Digunakan :	3D22;	$A=4 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	1140.375 mm ² >		1,098.652 mm ²	Ok
b. Tulangan Geser						
Av/s perlu =	1.768	mm ² /mm				
Digunakan tulangan diameter	Av	=	157.08	s	100	
Av/s Aktual =	3.1416	>	1.768	mm ² /mm	ok	
sehingga di pake 2D10-100						



Lapangan Lantai 3

a. Tulangan Pokok						
– Tulangan perlu bagian atas A						
			1098.652			
Digunakan :	3D22;	$A=3 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	1140.375 mm ² >		1,098.652 mm ²	Ok
– Tulangan perlu bagian bawah A						
			2280.028			
Digunakan :	6D22;	$A=6 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	2280.75 mm ² >		2,280.028 mm ²	Ok
b. Tulangan Geser						
Av/s perlu =	1.768	mm ² /mm				
Digunakan tulangan diameter	Av	=	265.4	s	150	
Av/s Aktual =	1.769333	>	1.768	mm ² /mm	ok	
sehingga di pake D13-150						

Tulangan Torsi Lantai 3

Perencanaan tulangan torsi memanjang			
$A_t/s = 0,503 \text{ mm}^2/\text{m}$ jarak/kaki (dari SAP2000)		0.503	
$A_t = 2 \times A_t/s \times (\text{lebar balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi} + \text{tinggi balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi})$			
Jika lebar balok 400 mm, tinggi balok 700 mm, selimut beton 40 mm, tulangan sengkang 10 mm,			
$A_t =$	925.52	mm ²	
Diasumsi tulangan torsi menggunakan diameter 22 mm, berjumlah 3 buah (dipasang di kanan kiri balok masing 1 buah)			
Maka didapat luas tulangan yang akan digunakan			
$\frac{1}{4} \times 22/7 \times 22^2 \times 3 \text{ buah} =$	1139.82	mm ²	> 925.52 mm ² AMAN !

Tulangan torsi yang di butuhkan adalah 3D22

Tumpuan Lantai 4

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=4250.000
 Element : 622 D=700.000 B=400.000 bf=400.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dcs=40.000 dcbs=40.000
 Section ID : 61 E=25742.960 fc=30.000 Lt.Mt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 fy=400.000 fys=400.000

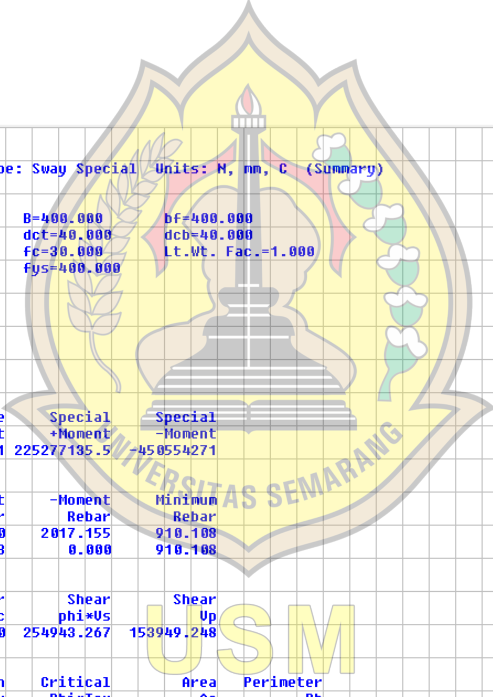
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	225277135.5	-450554271	225277135.5	-450554271

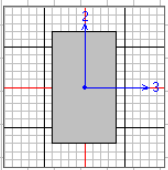
Flexural Reinforcement for Moment, M3	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	2017.155	0.000	2017.155	910.108
Bottom (-2 Axis)	976.463	976.463	0.000	910.108

Shear Reinforcement for Shear, U2	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	1.609	254943.267	0.000	254943.267	153949.248

Reinforcement for Torsion, T	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.455	838.932	44101588.8	12218065.64	161596.229	1844.400



Units: N, mm, C



lantai 4							
a. Tulangan Pokok							
– Tulangan perlu bagian atas A							
				2017.155			
Digunakan :	6D22;	$A=7 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	2280.75	mm ² >	2,017.155	mm ²	Ok
– Tulangan perlu bagian bawah A							
			976.468				
Digunakan :	3D22;	$A=4 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	1140.375	mm ² >	976.468	mm ²	Ok
b. Tulangan Geser							
Av/s perlu =	1.609	mm ² /mm					
Digunakan tulangan diameter	Av	=	157.08		s	100	
Av/s Aktual =	3.1416	>	1.609	mm ² /mmok		
sehingga di pake 2D10-100							

Lapangan Lantai 4

a. Tulangan Pokok							
– Tulangan perlu bagian atas A							
			976.468				
Digunakan :	3D22;	$A=3 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	1140.375	mm ² >	976.468	mm ²	Ok
– Tulangan perlu bagian bawah A							
			2017.155				
Digunakan :	6D22;	$A=6 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	2280.75	mm ² >	2,017.155	mm ²	Ok
b. Tulangan Geser							
Av/s perlu =	1.609	mm ² /mm					
Digunakan tulangan diameter	Av	=	265.4		s	150	
Av/s Aktual =	1.769333	>	1.609	mm ² /mmok		
sehingga di pake D13-150							

USM

Tulangan Torsi Lantai 4

Perencanaan tulangan torsi memanjang							
At/s = 0,455 mm ² /m jarak/kaki (dari SAP2000)			0.455				
At = 2x At/ s x (lebar balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi +tinggi balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi)							
Jika lebar balok 400 mm, tingi balok 700 mm, selimut beton 40 mm, tulangan sengkang 10 mm,							
At =			837.2	mm ²			
Diasumsi tulangan torsi menggunakan diameter 22 mm, berjumlah 3 buah (dipasang di kanan kiri balok masing 1 buah)							
Maka didapat luas tulangan yang akan digunakan							
$\frac{1}{4} \times 22/7 \times 22^2 \times 3 \text{ buah} =$			1139.82	mm ²	>	837.2	mm ² AMAN !

Tulangan Torsi yang di gunakan 3D22

Tumpuan Lantai 5

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=4250.000
 Element : 798 D=700.000 B=400.000 bf=400.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G1 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 Fy=400.000 Fys=400.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	195416281.1	-390832562	195416281.1	-390832562

Flexural Reinforcement for Moment, M3

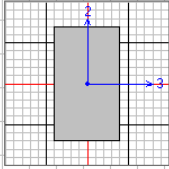
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1734.274	0.000	1734.274	910.108
Bottom (-2 Axis)	910.108	843.602	0.000	910.108

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Rebar Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	1.478	234172.023	0.000	234172.023	133862.794

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar AT	Rebar AL	Torsion Tu	Critical Phi*Tr	Area Aa	Perimeter Ph
	0.350	946.719	33911018.0	12228144.38	161596.229	1844.400



lantai 5					
a. Tulangan Pokok					
– Tulangan perlu bagian atas A		1734.274			
Digunakan :	5D22;	A=7 x 380,125 mm ² =	1900.625 mm ² >	1,734.274 mm ²	Ok
– Tulangan perlu bagian bawah A		976.468			
Digunakan :	3D22;	A=4 x 380,125 mm ² =	1140.375 mm ² >	976.468 mm ²	Ok
b. Tulangan Geser					
Av/s perlu =	1.478 mm ² /mm				
Digunakan tulangan diameter	Av =	157.08	s	100	
Av/s Aktual =	1.5708	>	1.478 mm ² /mmok	
sehingga di pake 2D10-100					

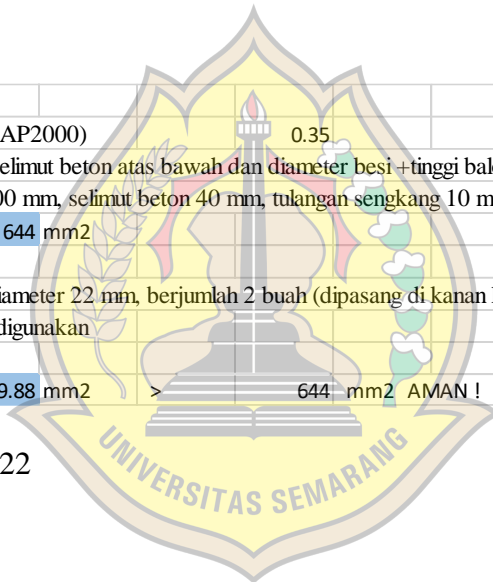
Lapangan Lantai 5

a. Tulangan Pokok						
– Tulangan perlu bagian atas A			843.602			
Digunakan :	3D22;	$A=3 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	1140.375 mm ² >	843.602 mm ²	Ok	
– Tulangan perlu bagian bawah A			1734.274			
Digunakan :	5D22;	$A=5 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	1900.625 mm ² >	1,734.274 mm ²	Ok	
b. Tulangan Geser						
Av/s perlu =	1.478	mm ² /mm				
Digunakan tulangan diameter	Av	=	265.4	s	150	
Av/s Aktual =	1.769333	>	1.478	mm ² /mm	ok	
sehingga di pake D13-150						

Tulangan Torsi Lantai 5

Perencanaan tulangan torsi memanjang						
At/s = 0,350 mm ² /m jarak/kaki (dari SAP2000)			0.35			
At = 2x At/ s x (lebar balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi +tinggi balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi)						
Jika lebar balok 400 mm, tingi balok 700 mm, selimut beton 40 mm, tulangan sengkang 10 mm,						
At =		644	mm ²			
Diasumsi tulangan torsi menggunakan diameter 22 mm, berjumlah 2 buah (dipasang di kanan kiri balok masing 1 buah)						
Maka didapat luas tulangan yang akan digunakan						
$\frac{1}{4} \times 22^2 \times 2 \text{ buah} =$		759.88	mm ²	>	644	mm ² AMAN !

Tulangan yang di gunakan 2D22



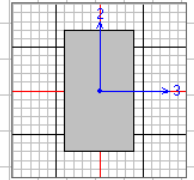
USM

Tumpuan Lantai Atap

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)				
L=4250.000				
Element : 799	D=700.000	B=400.000	bf=400.000	
Station Loc : 4000.000	ds=0.000	dct=40.000	dcb=40.000	
Section ID : G1	E=25742.960	fc=30.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Combo ID : COMB4	Fy=400.000	fys=400.000		
Phi(Bending): 0.900				
Phi(Shear): 0.750				
Phi(Seis Shear): 0.600				
Phi(Torsion): 0.750				
Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	193516071.6	-387032143	193516071.6	-387032143
Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1716.452	0.000	1716.452	910.108
Bottom (-2 Axis)	910.108	835.184	0.000	910.108
Shear Reinforcement for Shear, U2				
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us
	1.471	232935.603	0.000	232935.603
Reinforcement for Torsion, T				
	Rebar At	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Ucr
	0.354	939.363	34297728.3	12082511.03
			Area Ao	Perimeter Ph
			161596.229	1844.400



lantai Atap					
a. Tulangan Pokok					
– Tulangan perlu bagian atas A					
			1716.452		
Digunakan :	5D22;	A=7 x 380,125 mm ² =	1900.625 mm ² >	1,716.452 mm ²	Ok
– Tulangan perlu bagian bawah A					
			910.108		
Digunakan :	3D22;	A=4 x 380,125 mm ² =	1140.375 mm ² >	910.108 mm ²	Ok
b. Tulangan Geser					
Av/s perlu =	1.471	mm ² /mm			
Digunakan tulangan diameter	Av	=	157.08	s	100
Av/s Aktual =	1.5708	>	1.471	mm ² /mm	ok
sehingga di pake 2D10-100					

Lapangan Lantai Atap

a. Tulangan Pokok						
– Tulangan perlu bagian atas A			835.184			
Digunakan :	3D22;	$A=3 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	1140.375 mm ² >	835.184 mm ²	Ok	
– Tulangan perlu bagian bawah A			1716.452			
Digunakan :	5D22;	$A=5 \times 380,125 \text{ mm}^2=$	1900.625 mm ² >	1,716.452 mm ²	Ok	
b. Tulangan Geser						
Av/s perlu =	1.471	mm ² /mm				
Digunakan tulangan diameter	Av	=	265.4	s	150	
Av/s Aktual =	1.769333	>	1.471	mm ² /mmok	
sehingga di pake D13-150						

Tulangan Torsi Lantai Atap

Perencanaan tulangan torsi memanjang						
At/s = 0,354 mm ² /m jarak/kaki (dari SAP2000)			0.354			
At = 2x At/ s x (lebar balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi +tinggi balok dikurangi selimut beton atas bawah dan diameter besi)						
Jika lebar balok 400 mm, tingi balok 700 mm, selimut beton 40 mm, tulangan sengkang 10 mm,						
At =	651.36	mm ²				
Diasumsi tulangan torsi menggunakan diameter 22 mm, berjumlah 2 buah (dipasang di kanan kiri balok masing 1 buah)						
Maka didapat luas tulangan yang akan digunakan						
$\frac{1}{4} \times 22/7 \times 22^2 \times 2$ buah =	759.88	mm ²	>	651.36	mm ²	AMAN !

Tulangan yang digunakan 2D22

REKAP TULANGAN POKOK,SENGKANG, DAN TORSI BALOK G1

Tabel 4. 21 Rekap Tulangan Pokok,Sengkang, Dan Torsi Balok G1

No.	Nama	Required rebar		Tulangan pokok		Tulangan Geser	Tulangan sengkang	Tulangan torsi	
		atas	bawah	Tulangan atas	Tulangan bawah	Av/s perlu		Luasan kebutuhan tul.	tul. Memanjang
1	Lantai 2 Tumpuan	2526.256	1122.616	7D22;	3D22;	1.892	2D10-100	0.52	3D22
	Lantai 2 Lapangan	1211	2231	4D22;	6D22;	1.759	D13-150		
2	Lantai 3 Tumpuan	2280.028	1098.652	6D22;	3D22;	1.768	2D10-100	0.503	3D22
	Lantai 3 Lapangan	1098.652	2280.028	3D22;	6D22;	1.768	D13-150		
3	Lantai 4 Tumpuan	2017.155	976.468	6D22;	3D22;	1.609	2D10-100	0.455	3D22
	Lantai 4 Lapangan	976.468	2017.155	3D22;	6D22;	1.609	D13-150		
4	Lantai 5 Tumpuan	1734.274	976.468	5D22;	3D22;	1.478	D10-100	0.35	2D22
	Lantai 5 Lapangan	843.602	1734.274	3D22;	5D22;	1.478	D13-150		
5	Lantai Atap Tumpuan	1716.452	910.108	5D22;	3D22;	1.471	D10-100	0.354	2D22
	Lantai Atap Lapangan	835.184	1716.452	3D22;	5D22;	1.471	D13-150		

Sumber : Data analisis

2. Balok 30 x 60 cm (Balok G2)

Panjang balok (L) = 8000 mm

Lebar balok (b) = 300 mm

Tinggi balok (h) = 600 mm

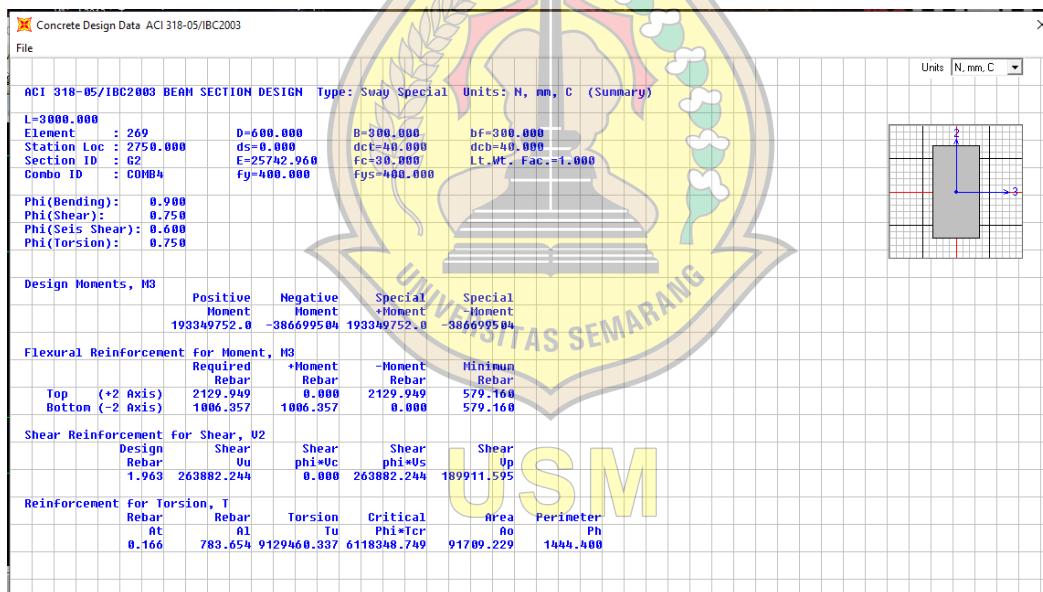
Tebal penutup beton (p) = 40 mm

$F_c = 25 \text{ Mpa}$

$F_y = 400 \text{ Mpa}$ (tulangan pokok)

$F_y = 240 \text{ Mpa}$ (tulangan sengkang)

Lantai 2



Lantai 3

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3000.000
 Element : 477 D=600.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G2 E=25742.960 fc=30.000 Lt.Ht. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 Fy=400.000 fys=400.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	179796941.1	-359593882	179796941.1	-359593882

Flexural Reinforcement for Moment, M3

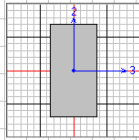
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1963.729	0.000	1963.729	579.160
Bottom (-2 Axis)	932.440	932.440	0.000	579.160

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	1.861	250106.368	0.000	250106.368	177030.501

Reinforcement for Torsion, T

Rebar	Rebar	Torsion	Critical	Area	Perimeter
A1	A2	Tu	Phi*Tr	Ao	Po
0.149	808.008	8200537.670	6167758.794	91709.229	1444.400



Lantai 4

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3000.000
 Element : 655 D=600.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G2 E=25742.960 fc=30.000 Lt.Ht. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 Fy=400.000 fys=400.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	155343261.4	-310686523	155343261.4	-310686523

Flexural Reinforcement for Moment, M3

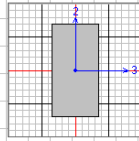
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1671.546	0.000	1671.546	579.160
Bottom (-2 Axis)	800.465	800.465	0.000	579.160

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	1.755	235814.147	0.000	235814.147	153592.047

Reinforcement for Torsion, T

Rebar	Rebar	Torsion	Critical	Area	Perimeter
A1	A2	Tu	Phi*Tr	Ao	Po
0.000	0.000	6167426.877	6170945.444	91709.229	1444.400



Lantai 5

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

Units: N, mm, C

L=3000.000
 Element : 828 D=600.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 2750.000 ds=0.000 dcl=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G2 E=25742.960 fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COHB4 fy=400.000 fys=400.000

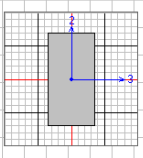
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	117690183.3	-235380367	117690183.3	-235380367

Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1239.259	0.000	1239.259	579.160
Bottom (-2 Axis)	600.622	600.622	0.000	579.160

Shear Reinforcement for Shear, U2				
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us
	1.482	199165.832	0.000	199165.832

Reinforcement for Torsion, T						
	Rebar AT	Rebar AT	Torsion Tu	Critical Phi*Tr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	4853832.745	6175671.232	91709.229	1444.400



Lantai Atap

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

Units: N, mm, C

L=3000.000
 Element : 1809 D=600.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dcl=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G2 E=25742.960 fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COHB4 fy=400.000 fys=400.000

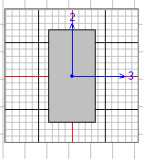
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	62466704.2	-124933408	62466704.2	-124933408

Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	638.758	0.000	638.758	579.160
Bottom (-2 Axis)	419.295	419.295	0.000	419.295

Shear Reinforcement for Shear, U2				
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us
	0.484	64991.325	0.000	64991.325

Reinforcement for Torsion, T						
	Rebar AT	Rebar AT	Torsion Tu	Critical Phi*Tr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.273	628.576	15037292.21	6155100.946	91709.229	1444.400



REKAP TULANGAN POKOK,SENGKANG, DAN TORSI BALOK G2

Tabel 4. 21 Rekap Tulangan Pokok,Sengkang, Dan Torsi Balok G2

No.	Nama	Required rebar		Tulangan pokok		Tulangan Geser	Tulangan	Tulangan torsi	
		atas	bawah	Tulangan atas	Tulangan bawah	Av/s perlu	sengkang	Luasan kebutuhan tul.	tul. Memanjang
1	Lantai 2 Tumpuan	2129.949	1006.357	6D22;	3D22;	1.963	2D10-100	0.166	2D13
	Lantai 2 Lapangan	1006.357	2129.949	4D22;	6D22;	1.963	D13-150		
2	Lantai 3 Tumpuan	1963.729	932.44	6D22;	3D22;	1.861	2D10-100	0.149	2D12
	Lantai 3 Lapangan	932.44	1963.729	3D22;	6D22;	1.768	D13-150		
3	Lantai 4 Tumpuan	1671.546	800465	5D22;	3D22;	1.755	2D10-100	0	0
	Lantai 4 Lapangan	800465	1671.546	3D22;	5D22;	1.609	D13-150		
4	Lantai 5 Tumpuan	1239.259	600.652	4D22;	2D22	1.482	D10-100	0	0
	Lantai 5 Lapangan	600.652	1239.259	2D22	4D22;	1.478	D13-150		
5	Lantai Atap Tumpuan	628.576	419.795	2D22;	2D22;	0.484	D10-100	0.273	2D16
	Lantai Atap Lapangan	314.472	628.576	2D22;	2D22;	1.471	D13-150		



3. Balok 30 x 40 cm (Balok G4)

Panjang balok (L) = 4000 mm

Lebar balok (b) = 300 mm

Tinggi balok (h) = 400 mm

Tebal penutup beton (p) = 40 mm

$F_c = 25 \text{ Mpa}$

$F_y = 400 \text{ Mpa}$ (tulangan pokok)

$F_y = 240 \text{ Mpa}$ (tulangan sengkang)

Lantai 2

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3500.000
 Element : 331 D=400.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dcs=40.000 dcb=40.000
 Section ID : 64 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 Fy=400.000 Fys=400.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	105037251.4	-161891852	105037251.4	-161891852

Flexural Reinforcement for Moment, M3

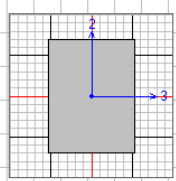
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1389.346	0.000	1389.346	372.317
Bottom (-2 Axis)	864.783	864.783	0.000	372.317

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	2.061	178112.332	0.000	178112.332	125105.962

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar AT	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	2627613.565	3525049.544	55822.229	1044.400



Lantai 3

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3500.000
 Element : 524 D=400.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G4 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 Fy=400.000 Fys=400.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	98253426.3	-151851448	98253426.3	-151851448

Flexural Reinforcement for Moment, M3

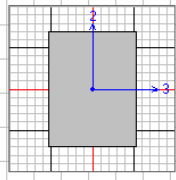
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1293.130	0.000	1293.130	372.317
Bottom (-2 Axis)	805.214	805.214	0.000	372.317

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	1.948	168301.276	0.000	168301.276	117816.367

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	2369101.955	3530150.819	55822.229	1044.400



Lantai 4

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3500.000
 Element : 700 D=400.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G4 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 Fy=400.000 Fys=400.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	71711640.0	-122800979	71711640.0	-122800979

Flexural Reinforcement for Moment, M3

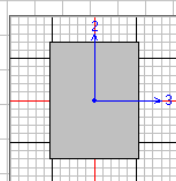
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	1023.633	0.000	1023.633	372.317
Bottom (-2 Axis)	577.555	577.555	0.000	372.317

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	1.598	138075.181	0.000	138075.181	93413.406

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	1787192.047	3530959.367	55822.229	1044.400



Lantai 5

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

Units: N, mm, C

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3500.000
 Element : 877 D=400.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G4 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 fy=400.000 fys=400.000

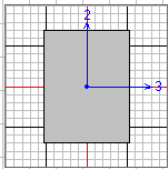
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	45143955.2	-90287910.	45143955.2	-90287910.

Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	736.005	0.000	736.005	372.317
Bottom (-2 Axis)	372.317	357.621	0.000	372.317

Shear Reinforcement for Shear, U2					
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	1.201	103765.053	0.000	103765.053	66272.966

Reinforcement for Torsion, T						
	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	299406.349	3525814.779	55822.229	1044.400



Lantai Atap

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

Units: N, mm, C

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3500.000
 Element : 1048 D=400.000 B=300.000 bf=300.000
 Station Loc : 250.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : G4 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 fy=400.000 fys=400.000

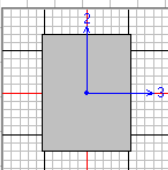
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	26162773.99	-52325548.	26162773.99	-52325548.

Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	416.334	0.000	416.334	372.317
Bottom (-2 Axis)	273.231	204.923	0.000	273.231

Shear Reinforcement for Shear, U2					
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	0.577	49829.887	0.000	49829.887	45619.979

Reinforcement for Torsion, T						
	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.106	547.183	3542105.770	3498615.044	55822.229	1044.400



REKAP TULANGAN POKOK,SENGKANG, DAN TORSI BALOK G4

Tabel 4. 23 Rekap Tulangan Pokok,Senggang, Dan Torsi Balok G4

No.	Nama	Required rebar		Tulangan pokok		Tulangan Geser	Tulangan sengkang	Tulangan torsi	
		atas	bawah	Tulangan atas	Tulangan bawah	Av/s perlu		Luasan kebutuhan tul.	tul. Memanjang
1	Lantai 2 Tumpuan	1389.346	1122.616	6D22;	3D22;	2.061	2D10-100	0	0
	Lantai 2 Lapangan	864.783	2231	3D22;	6D22;	2.061	D16-150		
2	Lantai 3 Tumpuan	1293.13	805.214	4D22;	3D22;	1.948	2D10-100	0	0
	Lantai 3 Lapangan	805.214	1293.13	3D22;	4D22;	1.948	D16-150		
3	Lantai 4 Tumpuan	1023.633	577.55	2D22;	3D22;	1.598	2D10-100	0	0
	Lantai 4 Lapangan	577.55	1023.633	3D22;	2D22;	1.598	D13-150		
4	Lantai 5 Tumpuan	736.005	372.317	2D22;	D22	1.201	D10-100	0	0
	Lantai 5 Lapangan	372.317	736.005	D22	2D22;	1.201	D13-150		
5	Lantai Atap Tumpuan	416.334	273.231	2D22;	D22;	0.577	D10-100	0.106	2D10
	Lantai Atap Lapangan	204.923	416.334	D22;	2D22;	0.577	D10-150		

Sumber : Data analisis



1. Balok 25 x 50 cm (Balok B1)

Panjang balok (L) = 4000 mm

Lebar balok (b) = 250 mm

Tinggi balok (h) = 500 mm

Tebal penutup beton (p) = 40 mm

$F_c = 25$ Mpa

$F_y = 400$ Mpa (tulangan pokok)

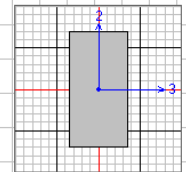
$F_y = 240$ Mpa (tulangan sengkang)

Lantai 2

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C. (Summary)				
L=3000.000				
Element : 305	D=500.000	B=250.000	bF=250.000	
Station Loc : 3000.000	ds=0.000	dct=40.000	dcb=40.000	
Section ID : B1	E=25742.960	fc=30.000	Lt.Wt. Fac.=1.000	
Combo ID : COMB4	Fy=400.000	Fys=400.000		
Phi(Bending):	0.900			
Phi(Shear):	0.750			
Phi(Seis Shear):	0.600			
Phi(Torsion):	0.750			
Design Moments, M3				
	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	46243943.5	-92487887.	46243943.5	-92487887.
Flexural Reinforcement for Moment, M3				
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	581.569	0.000	581.569	396.449
Bottom (-2 Axis)	379.709	284.782	0.000	379.709
Shear Reinforcement for Shear, U2				
	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear Uu
	0.550	75930.977	0.000	75930.977
Reinforcement for Torsion, T				
	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao
	0.000	0.000	711950.070	3570747.087
				56293.979
				1144.400



Lantai 3

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

Units: N, mm, C

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3000.000
 Element : 502 D=500.000 B=250.000 bf=250.000
 Station Loc : 3000.000 ds=0.000 dcb=40.000 dcb=40.000
 Section ID : B1 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 Fy=400.000 Fys=400.000

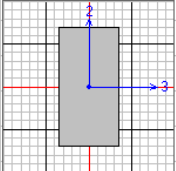
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3		Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
		44250117.2	-88500234.	44250117.2	-88500234.

Flexural Reinforcement for Moment, M3		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)		555.465	0.000	555.465	396.449
Bottom (-2 Axis)		363.022	272.267	0.000	363.022

Shear Reinforcement for Shear, U2		Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
		0.524	72282.187	0.000	72282.187	72282.187

Reinforcement for Torsion, T		Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tr	Area Ao	Perimeter Ph
		0.000	0.000	179500.224	3576038.015	56293.979	1144.400



Lantai 4

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

Units: N, mm, C

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3000.000
 Element : 674 D=500.000 B=250.000 bf=250.000
 Station Loc : 3000.000 ds=0.000 dcb=40.000 dcb=40.000
 Section ID : B1 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : COMB4 Fy=400.000 Fys=400.000

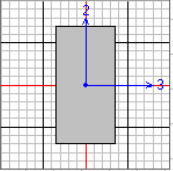
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3		Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
		40770777.6	-81541555.	40770777.6	-81541555.

Flexural Reinforcement for Moment, M3		Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)		510.150	0.000	510.150	396.449
Bottom (-2 Axis)		333.972	250.479	0.000	333.972

Shear Reinforcement for Shear, U2		Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
		0.505	69646.990	0.000	69646.990	69646.990

Reinforcement for Torsion, T		Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tr	Area Ao	Perimeter Ph
		0.000	0.000	702954.042	3576927.024	56293.979	1144.400



Lantai 5

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=3000.000
 Element : 851 D=500.000 B=250.000 bf=250.000
 Station Loc : 3000.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : B1 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : DCON2 Fy=400.000 Fys=400.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	72267419.0	0.000	72267419.0	0.000

Flexural Reinforcement for Moment, M3

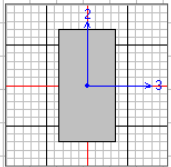
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	0.000	0.000	0.000	0.000
Bottom (-2 Axis)	450.222	450.222	0.000	396.449

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	0.000	12286.916	78452.942	0.000	65163.405

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar At	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Ucr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	295041.419	3553122.395	56293.979	1144.400



REKAP TULANGAN POKOK, SENGGANG, DAN TORSI BALOK B1

Tabel 4. 24 Rekap Tulangan Pokok, Sengkang, Dan Torsi Balok B1

No.	Nama	Required rebar		Tulangan pokok		Tulangan Geser Av/s perlu	Tulangan sengkang	Tulangan torsi	
		atas	bawah	Tulangan atas	Tulangan bawah			Luasan kebutuhan tul.	tul. Memanjang
1	Lantai 2 Tumpuan	581.569	284.782	6D13;	3D13;	0.550	D10-100	0	0
	Lantai 2 Lapangan	379.709	581.569	3D13;	5D13	0.550	D10-150		
2	Lantai 3 Tumpuan	555.465	272.267	5D13;	3D13;	0.505	D10-100	0	0
	Lantai 3 Lapangan	272.267	555.465	3D13;	5D13	0.505	D10-150		
3	Lantai 4 Tumpuan	510.15	250.479	5D13	3D13;	0.524	2D10-100	0	0
	Lantai 4 Lapangan	333.972	510.15	3D13;	5D13	0.524	D13-150		
4	Lantai 5 Tumpuan	0	450	2D13	4D13	1.478	D10-100	0	0
	Lantai 5 Lapangan	450	0	4D13	2D13	1.478	D13-150		

Sumber : Data analisis

1. Balok 20 x 40 cm (Balok B3)

Panjang balok (L) = 4000 mm

Lebar balok (b) = 200 mm

Tinggi balok (h) = 400 mm

Tebal penutup beton (p) = 40 mm

$F_c = 25 \text{ Mpa}$

$F_y = 400 \text{ Mpa}$ (tulangan pokok)

$F_y = 240 \text{ Mpa}$ (tulangan sengkang)

Lantai 2

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=4250.000
 Element : 313 D=400.000 B=200.000 bf=200.000
 Station Loc : 0.000 ds=0.000 dcl=40.000 dcb=40.000
 Section ID : B3 E=25742.960 Fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : DCON2 fy=400.000 fys=240.000

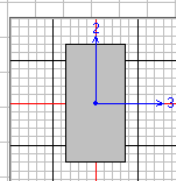
Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	26831124.39	-53662249.	26831124.39	-53662249.

Flexural Reinforcement for Moment, M3	+Moment Required Rebar	-Moment Required Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	434.639	0.000	248.211
Bottom (-2 Axis)	248.211	211.923	0.000

Shear Reinforcement for Shear, U2	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	0.287	37388.649	49118.364	18615.846	21424.449

Reinforcement for Torsion, T	Rebar At	Torsion A1	Critical Tu	Area Phi*Ucr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	110829.852	1819198.666	29378.729	844.400



Lantai 3

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=4250.000
 Element : 506 D=400.000 B=200.000 bf=200.000
 Station Loc : 0.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : B3 E=25742.960 fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : DCON2 fy=400.000 fys=240.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	26989465.19	-53978930.	26989465.19	-53978930.

Flexural Reinforcement for Moment, M3

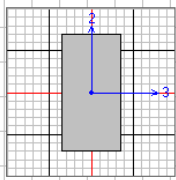
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	437.339	0.000	437.339	248.211
Bottom (-2 Axis)	248.211	213.204	0.000	248.211

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	0.287	37491.891	49118.364	18615.846	21591.709

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	119587.741	1819198.666	29378.729	844.400



Lantai 4

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=4250.000
 Element : 682 D=400.000 B=200.000 bf=200.000
 Station Loc : 0.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : B3 E=25742.960 fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : DCON2 fy=400.000 fys=240.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	27075660.22	-54151320.	27075660.22	-54151320.

Flexural Reinforcement for Moment, M3

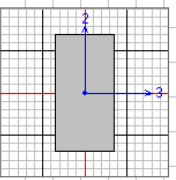
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	438.810	0.000	438.810	248.211
Bottom (-2 Axis)	248.211	213.901	0.000	248.211

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	0.287	37595.015	49118.364	18615.846	21633.698

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar At	Rebar A1	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	126870.752	1819198.666	29378.729	844.400



Lantai 5

Concrete Design Data ACI 318-05/IBC2003

File

ACI 318-05/IBC2003 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Special Units: N, mm, C (Summary)

L=4250.000
 Element : 858 D=400.000 B=200.000 bf=200.000
 Station Loc : 0.000 ds=0.000 dct=40.000 dcb=40.000
 Section ID : B3 E=25742.960 fc=30.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 Combo ID : DCON2 Fy=400.000 fys=240.000

Phi(Bending): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seis Shear): 0.600
 Phi(Torsion): 0.750

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	26497424.39	-52994849.	26497424.39	-52994849.

Flexural Reinforcement for Moment, M3

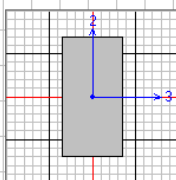
	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	428.955	0.000	428.955	248.211
Bottom (-2 Axis)	248.211	209.224	0.000	248.211

Shear Reinforcement for Shear, U2

	Design Rebar	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
	0.287	37053.886	49118.364	18615.846	20780.738

Reinforcement for Torsion, T

	Rebar At	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Ucr	Area Ao	Perimeter Ph
	0.000	0.000	99920.707	1819198.666	29378.729	844.400



REKAP TULANGAN POKOK,SENGKANG, DAN TORSI BALOK B3

Tabel 4. 25 Rekap Tulangan Pokok,Sengkang, Dan Torsi Balok B3

No.	Nama	Required rebar		Tulangan pokok		Tulangan Geser Av/s perlu	Tulangan sengkang	Tulangan torsi	
		atas	bawah	ulangan atas	ulangan bawah			Luasan kebutuhan tul.	tul. Memanjang
1	Lantai 2 Tumpuan	434.639	248.211	6D13;	3D13	0.287	D8-100	0	0
	Lantai 2 Lapangan	211.923	434.639	2D13	4D13;	0.287	D8-150	0	0
2	Lantai 3 Tumpuan	437.339	248.211	4D13;	3D13	0.287	D8-100	0	0
	Lantai 3 Lapangan	213.204	437.339	2D13	4D13;	0.287	D8-150	0	0
3	Lantai 4 Tumpuan	438.81	248.211	4D13;	3D13	0.287	D8-100	0	0
	Lantai 4 Lapangan	213.901	438.81	2D13	4D13;	0.287	D8-150	0	0
4	Lantai 5 Tumpuan	438.81	248.211	4D13;	3D13	0.287	D8-100	0	0
	Lantai 5 Lapangan	209.234	438.81	2D13	4D13;	0.287	D8-150	0	0

Sumber : Data analisis

PERHITUNGAN TULANGAN KOLOM K1

Kolom 50 x 50 cm

Ukuran Kolom = 500 x 500 mm

Ø tul pokok (D) = 22 mm

Ø tul sengkang (Øs) = 10 mm

Selimut beton (p) = 40 mm

Mutu beton (Fc) = 35 Mpa

Mutu baja (Fy) = 400 Mpa

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

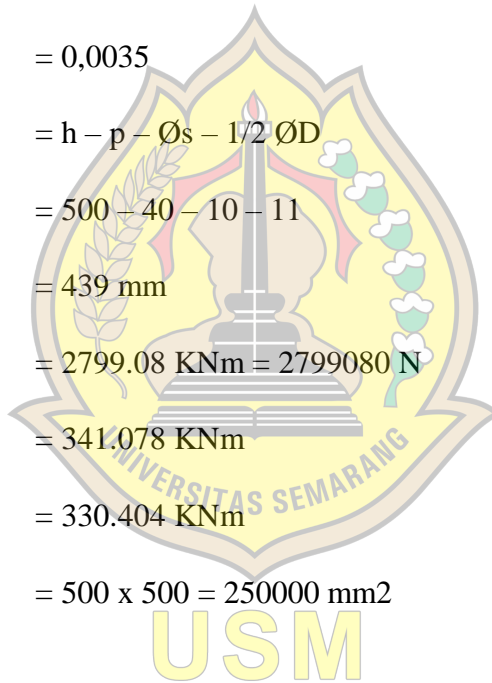
$d = h - p - \text{Øs} - 1/2 \text{ØD}$
 $= 500 - 40 - 10 - 11$
 $= 439 \text{ mm}$

$P_u = 2799,08 \text{ KNm} = 2799080 \text{ N}$

$M_{u1} = 341,078 \text{ KNm}$

$M_{u2} = 330,404 \text{ KNm}$

$A_{gr} = 500 \times 500 = 250000 \text{ mm}^2$



1. Tulangan utama

Pada kolom diperkenankan menganggap faktor reduksi kekuatan $\phi =$

0,65

- Persyaratan eksentrisitas minimal kolom :

$$e_{min} = (15 + 0,03 h) = 15 + 0,03 \times 500 = 30 \text{ mm}$$

- Eksentrisitas beban :

$$e_t = \frac{M_u}{P_u} = \frac{341,078}{2799,08} = 0,118 \text{ m} = 118,204 \text{ mm}$$

- Koefisien untuk sumbu vertikal :

$$\frac{Pu}{\phi \times Ag \times 0,85 \times fc} = \frac{2792827}{0,65 \times 250000 \times 0,85 \times 35} = 0,579 > 0,1$$

- Koefisien untuk sumbu horizontal

$$\frac{Pu}{\phi \times Ag \times 0,85 \times fc} \times \frac{et}{h} = \frac{2799080}{0,65 \times 250000 \times 0,85 \times 35} \times \frac{118}{500} = 0,136$$

(Tulangan simetris 4 sisi)

Dipilih $\frac{d'}{h} = \frac{40}{500} = 0.08$

Menurut pada Gambar 9.8 (buku Gideon jilid 1 – grafik dan tabel

perencanaan beton bertulang)

- Dalam grafik didapat :

$$r = 0,004, \text{ untuk mutu beton } 35 \text{ Mpa, didapat } \beta = 1,33$$

- Rasio tulangan pada penampang kolom :

$$\rho = r \times \beta = 0,004 \times 1,33$$

$$= 0,00532 (\rho < \rho_{\min})$$

$$\rho_{\min} = 1.4/fy = 0.00583$$

- Luas tulangan yang diperlukan :

$$Ast = \rho \times Ag = 0,00532 \times 250000$$

$$= 1330 \text{ mm}^2 = 13 \text{ cm}^2$$

Tulangan yang dipasang pada kolom persisi 5 D 22 (As = 19.005 mm²)

2. Tulangan sengkang

$$Vu = 16690.4 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = 1/6 \cdot \sqrt{fc} \cdot bw \cdot d$$

$$= 0,6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{250} \cdot 50 \cdot 43,9 = 3470,599 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\
 &= 16690.4 - 3470,599 \\
 &= 13219.78 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Menggunakan tulangan sengkang polos ($\phi 10 \text{ mm}$), maka :

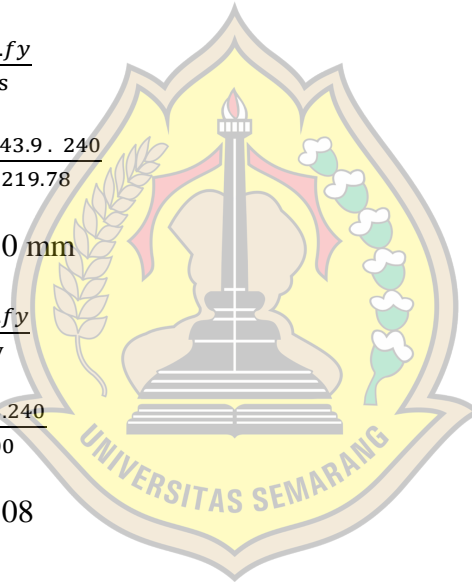
$$\begin{aligned}
 A_v &= 2.1/4. \pi r^2 \\
 &= 2.1/4.22/7. 5^2 \\
 &= 157 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak yang dibutuhkan sengkang :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v . d . f_y}{\phi V_s} \\
 &= \frac{157 . 43.9 . 240}{13219.78} \\
 &= 99.10 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v . 3 . f_y}{b_w} \\
 &= \frac{157.3.240}{500} \\
 &= 226.08
 \end{aligned}$$

maka di butuhkan sengkang $\phi 10 - 100$



USM

RANGKUMAN KOLOM K1

Tabel 4.26 Rangkuman Kolom K1

No.	Tipe kolom	TULANGAN UTAMA								
		Pu	Mu1	Mu2	Agr	emin	et	Pu/∅ x Ag x 0,85 x fc		
		(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(mm ²)	mm	mm			
1	LANTAI 2	2799.08	341.078	330.8602	250000	30	118.2031953	0.578995217	<	1
2	LANTAI 3	2161.9	310.4044	305.4801	250000	30	141.3016791	0.447193277	<	1
3	LANTAI 4	1535.62	237.3914	259.7151	250000	30	169.1271929	0.317646025	<	1
4	LANTAI 5	929.54	210.1331	227.4565	250000	30	244.6979151	0.192277182	<	1
5	LANTAI ATAP	405.02	136.2937	118.5721	250000	30	292.7561602	0.083779186	<	1

No.	Tipe kolom	TULANGAN UTAMA									
		(Pu/∅ x Ag x 0,85 x fc)x(et/h)	d/h	r _n	β	ρ	ρ min	As (mm ²)	As' (cm ²)	Tulangan persisi	
		1	LANTAI 2	0.136878169	0.08	0.004	1.33	0.00532	0.0035	1330	19.005
2	LANTAI 3	0.126378322	0.08	0.004	1.33	0.0053	0.0035	1330	19.005	5D22	
3	LANTAI 4	0.107445161	0.08	0.004	1.33	0.0053	0.0035	1330	19.005	5D22	
4	LANTAI 5	0.094099651	0.08	0.004	1.33	0.0053	0.0035	1330	19.005	5D22	
5	LANTAI ATAP	0.049053745	0.08	0.004	1.33	0.0053	0.0035	1330	19.005	5D22	

USM

No.	Tipe kolom	TULANGAN UTAMA							Tulangan
		Vu	\emptyset Vu	\emptyset Vs	\emptyset	Av	s	s'	
		(kg)	(kg)	(kg)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)	
1	LANTAI 2	16690.38	3470.599732	13219.78027	10	157	99.10810898	226.08	10 \emptyset 100
2	LANTAI 3	18320.64	3470.599732	14850.04027	10	157	90.28898554	226.08	10 \emptyset 100
3	LANTAI 4	15139.23	3470.599732	11668.63027	10	157	109.2626243	226.08	10 \emptyset 100
4	LANTAI 5	12199.46	3470.599732	8728.860268	10	157	135.5922311	226.08	10 \emptyset 100
5	LANTAI ATAP	7025.5	3470.599732	3554.900268	10	157	235.4497189	226.08	10 \emptyset 100

Sumber : Data analisis



USM

c. Panjang Penyaluran Tulangan Balok

Menurut SNI 2847 Pasal 12.1.1 tarik dan tekan yang dihitung pada tulangan disetiap penampang komponen struktur harus disalurkan pada masing – masing sisi penampang tersebut melalui panjang penanaman, kait, batang ulur kepala (headed deformed bar) atau alat mekanis atau kombinasi darinya. Kait kepala (head) tidak boleh digunakan untuk menyalurkan batang tulangan dalam kondisi tekan.

Panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tarik

Pengankuran tulangan lentur balok didaerah join dapat dilakukan dengan tulangan berkait atau tanpa kait, tergantung pada ketersediaan *space* didaerah joint.

1. Bila digunakan tulangan berkait maka panjang penyaluran ditetapkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.: panjang penyaluran ldh untuk tulangan tarik dengan kait standar 90^0 dalam beton normal

tidak boleh diambil lebih kecil dari $8d_b$, 150 mm, dan $ldh = \frac{f_y \times d_b}{5,4 \times \sqrt{f_c}}$

2. Bila digunakan tulangan tanpa kait maka panjang penyaluran ditetapkan dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.2 : panjang penyalurannya tidak boleh diambil lebih kecil dari $2,5 ldh$ dan $3,25 ldh$.

$$Ldh = \frac{f_y \times d_b}{5,4 \times \sqrt{f_c}}$$

$$\frac{400 \times 16}{5,4 \times \sqrt{23}} = 237 \text{ mm}$$

Cek syarat :

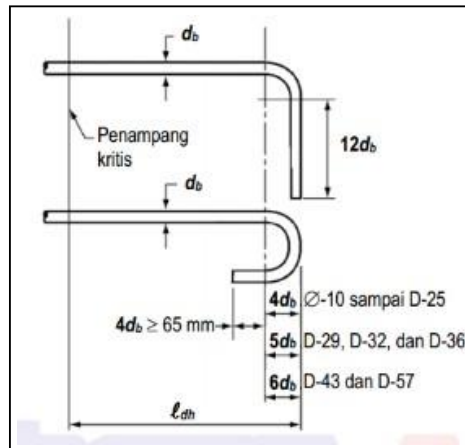
$$Ldh \geq \text{yang terbesar dari } 150 \text{ mm dan } 8 \text{ db } 237 \text{ mm} \geq 150$$

$$\text{mm dan } 8 \times (16 \text{ mm})$$

$$237 \text{ mm} > 150 \text{ dan } 200 \text{ mm}$$

(memenuhi)

Maka panjang penyaluran pada tulangan berkait dalam kondisi tarik 237 mm.



Gambar 4. 50 Panjang Penyaluran Kait

Sumber : SNI 2847-2013

$$\begin{aligned}
 12 d_b &= 12 \times (16 \text{ mm}) \\
 &= 192 \text{ mm} \\
 4 d_b &= 4 \times (16 \text{ mm}) \\
 &= 64 \text{ mm} \\
 4 d_b &= 4 \times (16 \text{ mm}) \\
 &= 64 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tekan

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 12.3.2 Panjang penyaluran untuk batang tulangan ulir dalam kondisi tekan tidak boleh kurang dari 200 mm dan dari persamaan berikut :

$$L_{dc} = \left(\frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{45}} \right) \times d_b = \left(\frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{45}} \right) \times 16 = 229 \text{ mm } L_{dc}$$

$$= 0,043 \times f_y \times d_b = 0,043 \times 400 \times 16 = 275 \text{ mm Cek syarat :}$$

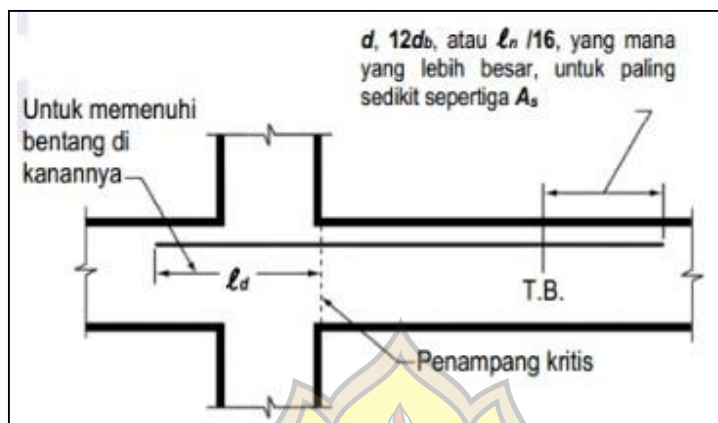
$$L_{dc} \geq 200 \text{ mm}$$

$$275 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \quad \text{(memenuhi)}$$

Maka panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tekan **275 mm**.

Penyaluran tulangan momen negatif

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 12.12.3 Panjang penyaluran tulangan negatif harus sebesar sebagai berikut :



Gambar 4. 51 Penyaluran Tulangan Momen Negatif

Sumber : SNI 2847-2013

d	= 392 mm	
12 db	= 12 x (16 mm)	= 192 mm
$l_n / 16$	= 6650 / 16	= 250 mm

Diambil panjang penyaluran untuk momen negatif 200 mm.

USM

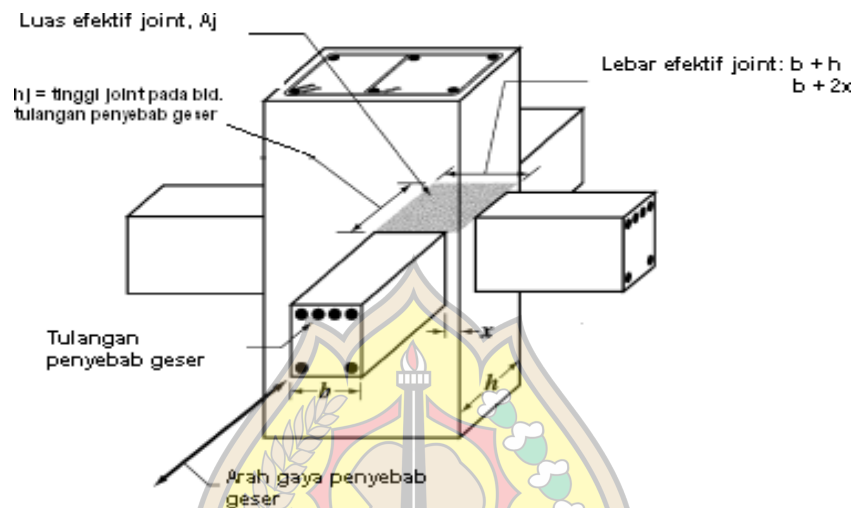
BALOK KODE	TULANGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
BALOK G1.a (40x70)	TULANGAN ATAS	8 D 22	3 D 22	8 D 22
	TULANGAN SAMPING	2 D 10	2 D 10	2 D 10
	TULANGAN BAWAH	4 D 22	6 D 22	4 D 22
	TUL. SENKANG (BEUGEL)	2D10 - 100	D10 - 150	2D10 - 100

Gambar 4. 52 Detail Balok B1 25 X 45

Sumber : Dokumentasi Pribadi(Program AutoCAD)

Beberapa ketentuan dalam perencanaan hubungan balok-kolom dijelaskan dalam pasal 23.5 SNI 03-2847-2002 sebagai berikut: (1) gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka hubungan balok-kolom harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 kali tegangan leleh tulangan ($1,25 \times f_y$); (2) kuat hubungan balok-kolom harus direncanakan menggunakan faktor reduksi kekuatan sebesar 0,8; (3) apabila tulangan longitudinal balok diteruskan hingga melewati hubungan balok-kolom, dimensi kolom dalam arah paralel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok untuk beton normal, dan tidak kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal untuk beton ringan.

Dalam hal perencanaan kuat geser, kuat geser nominal hubungan balok-kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut: (1) untuk hubungan balok-kolom yang terkekang pada keempat sisinya: $1,7\sqrt{f'c} \cdot A_j$; (2) untuk hubungan yang terkekang pada ketiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan: $1,25\sqrt{f'c} \cdot A_j$; (3) untuk hubungan lainnya: $1,0\sqrt{f'c} \cdot A_j$. Panduan menentukan luas efektif hubungan balok-kolom, A_j , ditunjukkan dalam Gambar 2.



Gambar 4.53 Luas efektif hubungan balok-kolom

Sumber : Dokumentasi Pribadi (Program AutoCAD)

Gaya geser terfaktor yang bekerja pada hubungan balok-kolom, V_u , dihitung sebagai berikut (Nawy, 2005):

$$V_u = T_1 + C_2 - V_{kolom} \quad (1.a)$$

$$= T_1 + T_2 - V_{kolom} \quad (1.b)$$

T_1 adalah gaya tarik pada baja tulangan di balok akibat momen negatif

T_2 adalah gaya tarik pada baja tulangan di balok akibat momen positif

C_2 adalah gaya tekan beton akibat momen positif

V_{kolom} adalah gaya geser pada kolom di sisi atas dan bawah hubungan balok-kolom

Tulangan transversal pada hubungan balok-kolom diperlukan untuk memberikan kekangan yang cukup pada beton, sehingga mampu menunjukkan perilaku yang duktail dan tetap dapat memikul beban vertikal akibat gravitasi meskipun telah terjadi pengelupasan pada selimut betonnya. Luas total tulangan transversal tertutup persegi tidak boleh kurang daripada (Hassoun & Manaseer, 2005):

$$A = 0,09 . s . hc \frac{f'c}{f_y} \quad (2)$$

$$A = 0,3 . s . hc \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{f_y} \quad (3)$$

Dengan :

Ash adalah luas tulangan transversal yang disyaratkan

s adalah jarak antar tulangan transversal

hc adalah lebar inti kolom yang diukur dari as tulangan longitudinal kolom

A_g adalah luas penampang kolom

A_{ch} adalah luas inti penampang kolom

Untuk suatu hubungan balok-kolom dengan ukuran lebar balok sekurang-kurangnya adalah tiga perempat dari lebar kolom, nilai-nilai dalam persamaan (2) dan (3) dapat direduksi sebesar 50%. Tulangan transversal yang diperlukan harus dipasang sepanjang lo dari setiap muka hubungan balok- kolom, dengan panjang lo ditentukan tidak kurang daripada tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau seperenam bentang bersih komponen struktur atau tidak kurang dari 500 mm.

Spesifikasi Balok dan Kolom

Spesifikasi balok dan kolom yang dianalisis ditampilkan dalam Tabel 1 dan Tabel 2 berikut. Mutu beton balok yang digunakan adalah 25 MPa, sedangkan untuk kolom digunakan mutu beton 35 MPa.

Tabel 4.27 Spesifikasi Balok

Posisi	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Dimensi	400 x 700		
Atas	8 D 22	3 D 22	8 D 22
Bawah	4 D 22	6 D 22	4 D 22
Sengkang	2D10 - 100	D10 - 150	2D10 - 100

Sumber : Data analisis

Tabel 4.28 Spesifikasi Kolom

Posisi	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
Dimensi	500 x 500		
Tulangan utama	20 D22		
Sengkang	D10 - 100	D10 - 100	D10 - 100
Pengekang arah x	D10 - 100	D10 - 100	D10 - 100
Pengekang arah y	D10 - 100	D10 - 100	D10 - 100

Sumber : Data analisis

Langkah-langkah perhitungan analisis joint kolom balok adalah sebagai berikut:

Menghitung *Probable Moment Balok* (M_{pr})

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

$$f'_c = 24,9 \text{ MPa}$$

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

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$d = h - 50 = 650 \text{ mm}$$

$$A_s = 7 \times 380 = 2660 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 4 \times 380 = 1520 \text{ mm}^2$$

$$h_1 = h_2 = 4 \text{ m}$$

Untuk M_{pr-}

$$T1 = 1,25 \times 2660 \times 400 = 1.33 \text{ kN}$$

$$a = 1.330.000 / (0.85 \times 25 \times 400) = 156,47 \text{ mm}$$

M_{pr-}

$$= T1(d - a/2) = 1.330.000(650 - 156,47/2) = 760,447 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Untuk M_{pr+}

$$T2 = 1,25 \times 1520 \times 400 = 0,760 \text{ kN}$$

$$a = 760.000 / (0.85 \times 25 \times 400) = 89,411 \text{ mm}$$

M_{pr+}

$$= T2(d - a/2) = 760.000(650 - 89,411/2) = 460,023 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Gaya geser pada kolom, V_{kolom} , dapat dihitung berdasarkan nilai M_{pr-} dan M_{pr+} dibagi dengan setengah tinggi kolom atas (h_1) ditambah setengah tinggi kolom bawah (h_2). Jika dituliskan dalam bentuk persamaan adalah:

$$V_{kolom} = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{\frac{h_1}{2} + \frac{h_2}{2}} = \frac{760,447 + 460,023}{\frac{4}{2} + \frac{4}{2}} = 305,117 \text{ kN}$$

Gaya geser terfaktor yang timbul pada hubungan balok-kolom dapat dihitung dengan menggunakan persamaan $V_u = T_1 + T_2 - V_{kolom}$, yaitu:

$$V_u = 1330 + 760 - 305,117 = 1784,883 \text{ kN}$$

Nilai ini tidak boleh lebih besar daripada ϕV_n , di mana V_n adalah kuat geser nominal hubungan

balok kolom dan f adalah faktor reduksi kekuatan hubungan balok-kolom yang diambil sebesar 0,8.

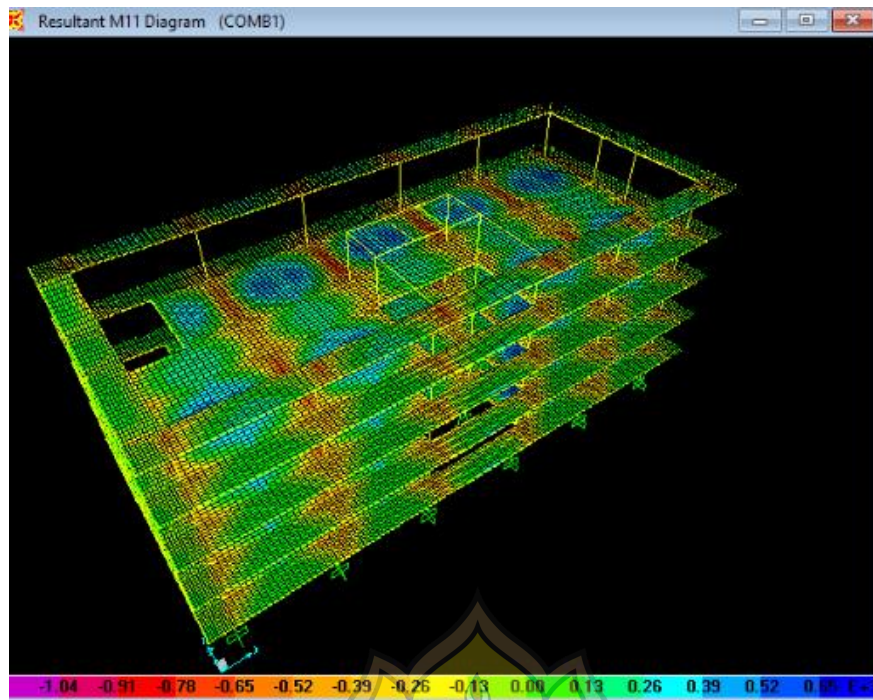
Nilai V_n dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'c} \cdot A_j = 1,7 \sqrt{35} \cdot (500 \times 500) = 2514,33 \text{ kN}$$

$$\phi V_n 0,8 \times 2514,33 = 2011,467 \text{ kN} > 1784,883 \text{ kN}$$

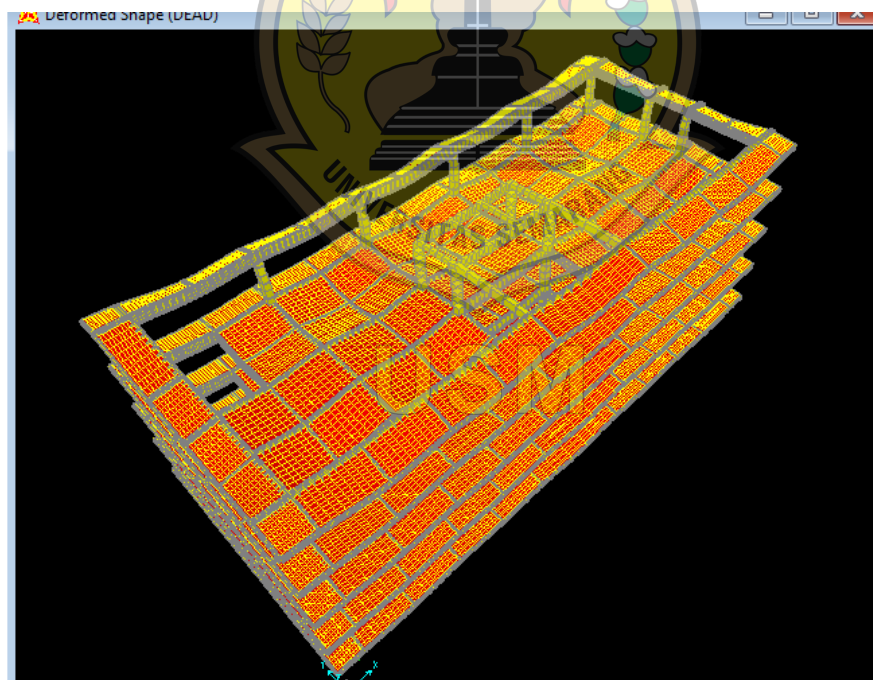
Jadi, kuat geser hubungan balok kolom sudah mencukupi.





Gambar 4.54 Diagram Batas Aman M11

Sumber : Dokumentasi Pribadi(Program SAP)



Gambar 4.55 Diagram Deformasi

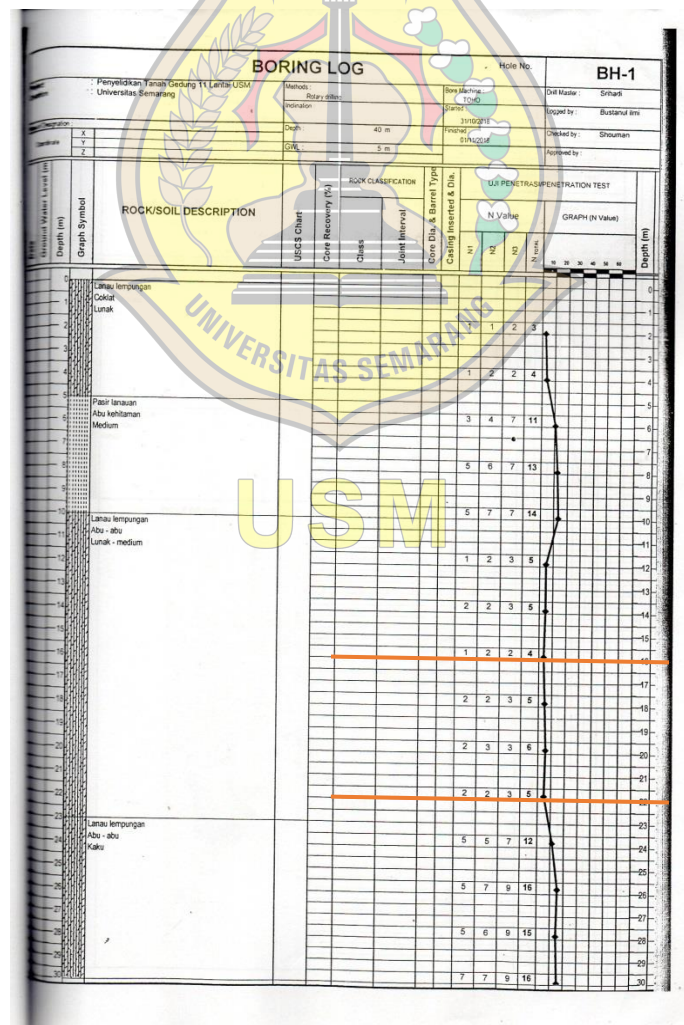
Sumber : Dokumentasi Pribadi(Program SAP)

4.5 Perencanaan Struktur Pondasi

Perencanaan Pondasi Tiang Pancang meliputi daya dukung tanah, daya dukung pondasi, penentuan jumlah tiang pondasi, *pile cap*, dan penulangannya. Pembebanan pada pondasi yang direncanakan berasal dari beban kolom yang dimasukkan sebagai *input* data untuk program SAP200 V.14 yang menghasilkan *output* berupa gaya- gaya dalam yang bekerja pada pondasi (reaksi perletakan pada *joint* tumpuan).

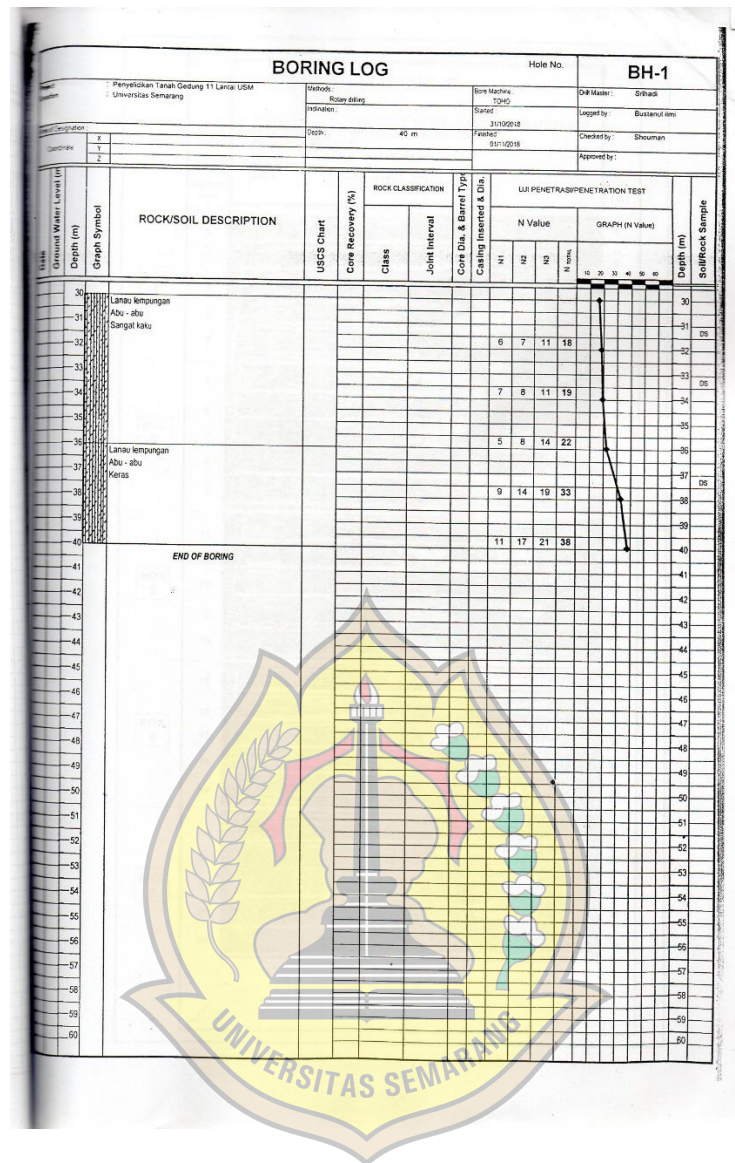
4.5.1. Pekerjaan Penyelidikan Tanah

Pekerjaan penyelidikan tanah yang dilakukan yaitu dengan Uji bor : berupa grafik bor log beserta tabel data hasil pengujian berupa jenis lapisan tanah, ketebalan masing-masing lapisan tanah, nilai SPT, dan kedalaman muka air tanah.



Gambar 4.56. Borlog N-SPT BH-01 Kedalaman 30 meter

Sumber : Data Analisis



Gambar 4.57 Borlog N-SPT BH-01 Kedalaman 31 m s/d 40 m

Sumber : Data Analisis, 2020

4.5.2. Spesifikasi Pondasi Tiang Pancang

Perencanaan pondasi tiang pancang menggunakan spesifikasi produk dari PT. Adhimix Precast Indonesia sebagai berikut.

D (mm)	Type	T (mm)	W (t/m)	Mcr (t.m)	P(ton)	L(m)
					ACI 543	
450	A1	80	0.242	7,5	150,83	6-13
	A2			8,5	147,07	6-13
	A3			10,0	143,31	6-13
	B			11,0	139,55	6-13
	C			12,5	135,10	6-15
500	A1	90	0.301	10,5	188,93	6-15
	A2			12,5	181,41	6-15
	A3			14,0	177,65	6-15
	B			15,0	175,08	6-15
	C			17,0	169,08	6-16
600	A1	100	0.408	17,0	255,03	6-16
	A2			19,0	251,27	6-16
	A3			22,0	243,82	6-16
	B			25,0	237,67	6-16
	C			29,0	227,17	6-16

Gambar 4.58 Spesifikasi Tiang Pancang

Sumber : *Adhimix.co.id*

Data klasifikasi pondasi tiang pancang yang digunakan sebagai berikut :

- 1) Pondasi Type : C
- 2) Diameter tiang pancang luar (DL) : 500 mm
- 3) Panjang tiang (H) : 9 m per tiang
- 4) Luas penampang beton (A_b) : $0,25 \times \pi \times 0,6^2 = 0,282 \text{ m}^2$
- 5) F'_c tiang pancang : K-600 kg/cm^2 ($f'_c = 52 \text{ Mpa}$)

Daya dukung berdasarkan spesifikasi pondasi tiang pancang Adhimix Precast, didapatkan daya dukung tiang $P_u \text{ max} = 227,17 \text{ Ton}$ dengan nilai $\mu \text{ max} = 29 \text{ Ton.m}$.

4.5.3. Menentukan Kapasitas Dukung Tiang

Kapasitas dukung tiang dianalisis berdasarkan cara statis, dimana ditentukan dari data N-SPT diatas, dengan menggunakan rumus menurut Mayerhof (1967 dalam Cernica (1995) untuk tanah Non-kohefif :

$$f_{total} = \sum(f_i \times L_i)$$

$$f_i = 2 \times N$$

$$q = 40 \times N \times (L/D) < 400 \times N$$

Dimana :

f_{total} = total gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang untuk setiap lapisan yang dijumpai (kN/m^2)

L_i = tebal lapisan tanah ke-I (m)

f_i = gesekan pada selimut tiang atau adhesi tanah dengan selimut tiang ntuk lapisan tanah ke-I (kN/m^2)

D = diameter tiang (m)

L = total panjang tiang (m)

q = kapasitas dukung tanah pada ujung tiang (kN/m^2)

$$Q_{ultimit} = A_{ujung} \cdot q + O \cdot f_{total}$$

$$Q_{ijin} = Q_{ultimit} / SF$$

Dimana :

$Q_{ultimit}$ = kapasitas ultimit pondasi tiang tunggal (kN)

Q_{ijin} = kapasitas ijin pondasi

SF = faktor aman yang nilainya dapat diambil 2,5 s/d 3

A_{ujung} = luas permukaan ujung tiang (m^2)

O = keliling tiang (m)

Tabel 4.29. Nilai N-SPT untuk Perhitungan Q_{friksi}

No.	Lapisan Tanah	Depth (m)	tebal Li (m)	Ni	fi	fi x Li
1	Lanau Lempungan Coklat Lunak dan Pasir Lanauan Abu Kehitaman Medium	0 – 8	8	6,2	12,4	99,2
2	Pasir Lanauan Abu Kehitaman dan Lanau Lempungan Abu-abu Lunak-Medium	8 – 16	8	8,2	16,4	131,2
3	Lanau Lempungan Abu-abu Lunak-Medium	16 – 22	6	5	10	60
4	Lanau Lempungan Abu-abu Kaku	22 – 36	14	15,375	30,75	430,5
					ftotal	720,9

Sumber : Data Analysis, 2020

$$F_i = 2 \times N_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Nilai N-SPT pada kedalaman 16 meter adalah 22, maka :

$$\begin{aligned} q &= 40 \times N \times (L/D) < 400 \times N \\ &= 40 \times 22 \times (15/0,5) < 400 \times 22 \\ &= 26400 \text{ kN/m}^2 > 8800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Diambil $q = 26400 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned} Q_{\text{ultimit}} &= A_{\text{ujung}} \cdot q + O \cdot f_{\text{total}} \\ &= (0,25 \times \pi \times 0,5^2) \times 22880 + (\pi \times 0,5) \times 720,9 \\ &= 6312,813 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{ijin}} &= Q_{\text{ultimit}} / SF \\ &= 6312,813 / 3 = 2104,271 \text{ kN} = 210,427 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kontrol :

$$(Q_{\text{ijin bahan}}) = 188,93 \text{ ton} > (Q_{\text{ijin}}) = 210,427 \text{ ton} \rightarrow \text{OK.}$$

Sehingga kapasitas tiang tunggal (Q_{ijin}) diambil **210,427 ton = 2104,27 kN.**

Nilai N-SPT pada kedalaman 22 meter adalah 22, maka :

$$\begin{aligned} q &= 40 \times N \times (L/D) < 400 \times N \\ &= 40 \times 22 \times (22/0,5) < 400 \times 22 \\ &= 38720 \text{ kN/m}^2 > 8800 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Diambil $q = 26400 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned} Q_{\text{ultimit}} &= A_{\text{ujung}} \cdot q + O \cdot f_{\text{total}} \\ &= (0,25 \times \pi \times 0,5^2) \times 38720 + (\pi \times 0,5) \times 720,9 \end{aligned}$$

$$= 8730.613 \text{ kN}$$

$$Q_{ijin} = Q_{ultimit} / SF$$

$$= 8730.613 / 3 = 2910.204333 \text{ kN} = 291.0204 \text{ ton}$$

Kontrol :

$$(Q_{ijin \text{ bahan}}) = 188,93 \text{ ton} > (Q_{ijin}) = 291,0204 \text{ ton} \rightarrow \text{OK.}$$

Sehingga kapasitas tiang tunggal (Q_{ijin}) diambil **291,020 ton = 2910,204 kN.**

4.5.4. Perencanaan Jumlah Tiang dan Konfiguraasi Titik Tiang

Berdasarkan perhitungan, direncanakan jumlah tiang pancang dengan perhitungan awal Gaya aksial pada *joint* yang mewakili untuk perhitungan, didapat data sebagai berikut :

Tabel 4.30. Jumlah Tiang Pancang Perlu

Joint	Fz (Kn)	Kombinasi	Qijin (kN)	Digunakan Jumlah Tiang	
				Buah	Tipe
3	1940	1.2D+1L	2104,27	0.922	P-1
4	1820	1.2D+1L	2104,27	0.865	P-1
5	1340	1.2D+1L	2104,27	0.637	P-1
6	1460	1.2D+1L	2104,27	0.694	P-1
7	2720	1.2D+1L	2910,204	0.935	P-2
8	2590	1.2D+1L	2910,204	0.890	P-2
9	2400	1.2D+1L	2910,204	0.825	P-2
10	2570	1.2D+1L	2910,204	0.883	P-2
11	2070	1.2D+1L	2910,204	0.711	P-2
12	1990	1.2D+1L	2910,204	0.684	P-2
13	2630	1.2D+1L	2910,204	0.904	P-2
14	2810	1.2D+1L	2910,204	0.966	P-2
15	2060	1.2D+1L	2910,204	0.708	P-2
16	1990	1.2D+1L	2910,204	0.684	P-2
17	2620	1.2D+1L	2910,204	0.900	P-2
18	2810	1.2D+1L	2910,204	0.966	P-2
19	2720	1.2D+1L	2910,204	0.935	P-2
20	2600	1.2D+1L	2910,204	0.893	P-2
124	2560	1.2D+1L	2910,204	0.880	P-2
135	2730	1.2D+1L	2910,204	0.938	P-2
136	1930	1.2D+1L	2104,27	0.917	P-1
147	1840	1.2D+1L	2104,27	0.874	P-1
153	1810	1.2D+1L	2104,27	0.860	P-1
154	1960	1.2D+1L	2104,27	0.931	P-1

Sumber : Data Analisis, 2020

Jarak antar tiang berdasarkan daya dukung tanah, menurut syarat Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L.

$$S \geq 2,5 D \quad S \geq 3 D$$

$$S_{\min} = 60 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 200 \text{ cm}$$

Keterangan :

S = jarak as-as tiang

D = diameter tiang pancang

Perhitungan jarak antar tiang pancang pondasi:

$$S = 3D$$

$$= 3 \times 50 = 150 \text{ cm}$$

Perhitungan jarak antar tepi *Pile Cap* dengan tiang pancang :

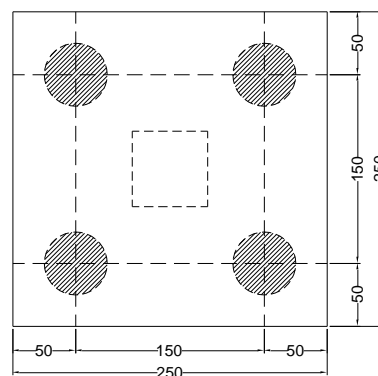
$$S = 1D$$

$$= 1 \times 50 = 50 \text{ cm}$$



Gambar 4.59. Susunan Tiang Tipe P-1

Sumber : Dokumentasi Pribadi



Gambar 4.60. Susunan Tiang Tipe P-2

Sumber : Dokumentasi Pribadi

4.5.5. Menghitung Daya Dukung *Pile Group*

Menghitung efisiensi kelompok tiang pancang adalah dengan rumus :

$$\text{Eff} = 1 - \frac{\phi}{90} \times \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{m \times n} \right)$$

Dimana :

n = jumlah baris tiang

m = jumlah tiang dalam 1 baris

$$\phi = \tan^{-1} \frac{D}{s}$$

s = jarak antar tiang (m)

Tabel 4.31. Efisiensi *Pile Group*

No	Tipe <i>Pile Cap</i>	D	S	arc tan	m	n	Eff
		(m)	(m)	D/S			
1	P-1	0.5	1.5	18.44	1	2	0.90
2	P-2	0.5	1.5	18.44	2	2	0.80

Sumber : Data Analisis, 2020

Tabel 4.32. Pemeriksaan Daya Dukung *Pile Group*

No	Tipe	Eff	Qijin	N Tiang	Daya Dukung		Pu	Check
			(kN)		Group		(kN)	
1	P-1	0,90	1889,3	2	3400,7	>	1960	OK
2	P-2	0,80	1889,3	4	6045,76	>	2730	OK

Sumber : Data Analisis, 2020

4.5.6. Distribusi Beban Gempa pada Kelompok Tiang

Pada perhitungan distribusi beban kekelompok tiang menggunakan kombinasi gempa norminal dan ultimit, dikarenakan struktur bawah didesain tidak boleh runtuh terlebih dahulu dari pada struktur atas pada saat terjadi gempa, kombinasi gempa dapat dilihat berikut ini:

1. Kombinasi Beban Gempa Nominal adalah :
 - a. $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm \rho \text{ Ex} \pm 0,3 \rho \text{ Ey}$
 - b. $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm 0,3 \rho \text{ Ex} \pm \rho \text{ Ey}$
 - c. $(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm \rho \text{ Ex} \pm 0,3 \rho \text{ Ey}$
 - d. $(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm 0,3 \rho \text{ Ex} \pm \rho \text{ Ey}$
2. Kombinasi Beban Gempa Ultimit adalah :
 - a. $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm \Omega_0 \text{ Ex} \pm 0,3 \Omega_0 \text{ Ey}$
 - b. $(1,2 + 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm 0,3 \Omega_0 \text{ Ex} \pm \Omega_0 \text{ Ey}$
 - c. $(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm \Omega_0 \text{ Ex} \pm 0,3 \Omega_0 \text{ Ey}$
 - d. $(0,9 - 0,2 \text{ SDS}) \text{ DL} + 1,0 \text{ LL} \pm 0,3 \Omega_0 \text{ Ex} \pm \Omega_0 \text{ Ey}$

Dimana nilai :

S_{DS} = 0,608, diperoleh dari perhitungan analisa sebelumnya.

ρ = 1,3 (faktor redundansi sesuai pasal 7.3.4.2 karena kategori desain seismik masuk di kategori D)

Ω_0 = 3 (Faktor Kuat leleh Sistem sesuai dengan perhitungan sebelumnya).

Tabel 4.33. Kombinasi Beban Gempa Pondasi

KOMBINASI NOMINAL												
No												
1	=	1.321	D	-	1	L	-	1.3	Q_x	-	.39	Q_y
2	=	1.321	D	-	1	L	-	1.3	Q_x	-	.39	Q_y
3	=	1.321	D	-	1	L	-	1.3	Q_x	-	.39	Q_y
4	=	1.321	D	-	1	L	-	1.3	Q_x	-	.39	Q_y
5	=	1.321	D	-	1	L	-	0.39	Q_x	-	.3	Q_y
6	=	1.321	D	-	1	L	-	0.39	Q_x	-	.3	Q_y
7	=	1.321	D	-	1	L	-	0.39	Q_x	-	.3	Q_y
8	=	1.321	D	-	1	L	-	0.39	Q_x	-	.3	Q_y
9	=	0.778	D	-	1.3	Q_x	-	0.39	Q_y			
10	=	0.778	D	-	1.3	Q_x	-	0.39	Q_y			
11	=	0.778	D	-	1.3	Q_x	-	0.39	Q_y			
12	=	0.778	D	-	1.3	Q_x	-	0.39	Q_y			
13	=	0.778	D	-	0.39	Q_x	-	1.3	Q_y			
14	=	0.778	D	-	0.39	Q_x	-	1.3	Q_y			
15	=	0.778	D	-	0.39	Q_x	-	1.3	Q_y			
16	=	0.778	D	-	0.39	Q_x	-	1.3	Q_y			
KOMBINASI ULTIMIT												
1	=	1.321	D	-	1	L	-	3	Q_x	-	0.9	Q_y

2	=	1.321	D	-	1	L	-	3	Q _x	-	0.9	Q _y		
3	=	1.321	D	-	1	L	-	3	Q _x	-	0.9	Q _y		
4	=	1.321	D	-	1	L	-	3	Q _x	-	0.9	Q _y		
5	=	1.321	D	-	1	L	-	0.9	Q _x	-	3	Q _y		
6	=	1.321	D	-	1	L	-	0.9	Q _x	-	3	Q _y		
7	=	1.321	D	-	1	L	-	0.9	Q _x	-	3	Q _y		
8	=	1.321	D	-	1	L	-	0.9	Q _x	-	3	Q _y		
9	=	0.778	D	-	3	Q _x	-	0.9	Q _y					
10	=	0.778	D	-	3	Q _x	-	0.9	Q _y					
11	=	0.778	D	-	3	Q _x	-	0.9	Q _y					
12	=	0.778	D	-	3	Q _x	-	0.9	Q _y					
13	=	0.778	D	-	0.9	Q _x	-	3	Q _y					
14	=	0.778	D	-	0.9	Q _x	-	3	Q _y					
15	=	0.778	D	-	0.9	Q _x	-	3	Q _y					
16	=	0.778	D	-	0.9	Q _x	-	3	Q _y					

Sumber : Data Analisis, 2020

4.5.6.1. Distribusi Beban Gempa Nominal pada Kelompok Tiang

a. Pengecekan pondasi tipe P1

Tabel 4.34. Data Joint Reaksi Gempa Nominal Tipe P1

int Label	FZ	MX	MY
	(kN)	(kN-m)	(kN-m)
136	1049.171	141.764	0.677

Sumber : Data Analisis, 2020

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum (X^2)} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum (Y^2)}$$

Dimana :

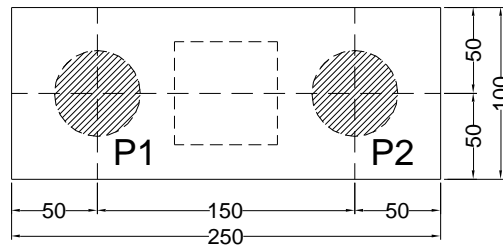
N = jumlah tiang dalam satu *pile cap*

$\sum (X^2)$ = jumlah kuadrat jarak X terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

$\sum (Y^2)$ = jumlah kuadrat jarak Y terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

X_i = jarak tiang ke-i terhadap titik O searah sumbu X.

Y_i = jarak tiang ke-i terhadap titik O searah sumbu Y.



Gambar 4.61. Pondasi Tipe P1

Sumber : Dokumentasi Pribadi

Dimensi kolom	= 50 cm x 50 cm
Dimensi pondasi	= Ø 50 cm
Kapasitas 1 pile, P_{ijin}	= 1889,3 kN
Jumlah tiang (n)	= 2

Tabel 4.35. Koordinat Pile Tipe P1

Pile No.	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)
P1	-0,75	0	0,56	0
P2	0,75	0	0,56	0
Σ (jumlah)			1,13	0

Sumber : Data Analisis, 2020

Tabel 4.36. Distribusi Beban Gempa Nominal Kelompok Tiang Tipe P1

Pile No.	P/n (kN)	$Mx*Y / \Sigma Y^2$ (kN)	$My*X / \Sigma X^2$ (kN)	P tiang (kN)
P1	1049.171	0	-0,397	1048,774
P2	1049.171	0	0,397	1049,568

Sumber : Data Analisis, 2020

Dari tabel diatas diambil P tiang terbesar yaitu terjadi pada P2 = 1049,568 kN

$$P_{ijin} = P_{ijin} \times 2,5$$

$$= 2104,27 \times 2,5 = 5260,675 \text{ kN}$$

Maka,

$$P_{tiang} = 1049,568 \text{ kN} < P_{ijin} = 5260,675 \text{ kN} \quad \text{(memenuhi)}$$

b. Pengecekan pondasi tipe P2

Tabel 4.37. Data Joint Reaksi Gempa Nominal Tipe P2

int Label	FZ	MX	MY
	(kN)	(kN-m)	(kN-m)
178	699.771	82.424375	0.338775

Sumber : *Data Analisis, 2020*

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum (X^2)} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum (Y^2)}$$

Dimana :

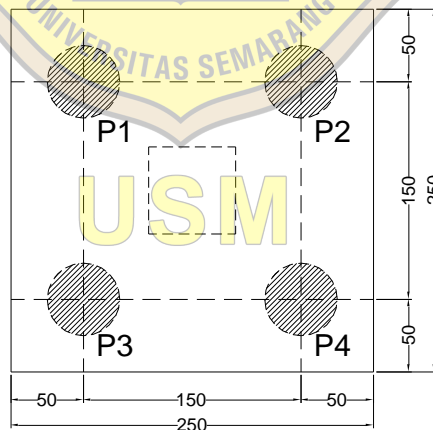
N = jumlah tiang dalam satu *pile cap*

$\sum (X^2)$ = jumlah kuadrat jarak X terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

$\sum (Y^2)$ = jumlah kuadrat jarak Y terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

X_i = jarak tiang ke-i terhadap titik O searah sumbu X.

Y_i = jarak tiang ke-i terhadap titik O searah sumbu Y.



Gambar 4.62. Pondasi Tipe P2

Sumber : *Dokumentasi Pribadi*

Dimensi kolom = 50 cm x 50 cm

Dimensi pondasi = Ø 50 cm

Kapasita 1 *pile*, P_{ijin} = 1889,3 kN

Jumlah tiang (n) = 4

Tabel 4.38. Koordinat Pile Tipe P2

Pile No.	X	Y	X ²	Y ²
	(m)	(m)	(m)	(m)
P1	-0,75	0,75	0,56	0,56
P2	0,75	0,75	0,56	0,56
P3	-0,75	-0,75	0,56	0,56
P4	0,75	-0,75	0,56	0,56
Σ (jumlah)			2,25	2,25

Sumber : Data Analisis, 2020

Tabel 4.39. Distribusi Beban Gempa Nominal Kekelompok Tiang Tipe P2

Pile No.	P/n	M _x *Y / ΣY ²	M _y *X / ΣX ²	P tiang
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
P1	699.771	12,21	-0,05	711,931
P2	699.771	12,21	0,05	712,031
P3	699.771	-12,21	-0,05	687,511
P4	699.771	-12,21	0,05	687,611

Sumber : Data Analisis, 2020

Dari tabel diatas diambil P tiang terbesar yaitu terjadi pada P2 = 712,031 kN

$$P_{ijin} = P_{ijin} \times 2,5$$

$$= 2104,27 \times 2,5 = 5260,675 \text{ kN Maka,}$$

$$P_{tiang} = 712,031 \text{ kN} < P_{ijin} = 5260,675 \text{ kN (memenuhi)}$$

4.5.6.2. Distribusi Beban Gempa Ultimit pada Kelompok Tiang

a. Pengecekan pondasi tipe P1

Tabel 4.40 Data Joint Reaksi Gempa Ultimit Tipe P1

Joint Label	FZ	MX	MY
	(kN)	(kN-m)	(kN-m)
136	1450.889	177.0622	1.3026

Sumber : Data Analisis, 2020

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum(X^2)} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum(Y^2)}$$

Dimana :

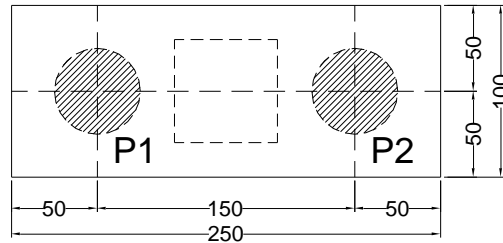
N = jumlah tiang dalam satu *pile cap*

Σ (X²) = jumlah kuadrat jarak X terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

$\sum (Y^2)$ = jumlah kuadrat jarak Y terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

X_i = jarak tiang ke-i terhadap titik O searah sumbu X

Y_i = jarak tiang ke-i terhadap titik O searah sumbu Y.



Gambar 4.63 Pondasi Tipe P1

Sumber : Dokumentasi Pribadi

Dimensi kolom	= 50 cm x 50 cm
Dimensi pondasi	= Ø 50 cm
Kapasita 1 pile, P_{ijin}	= 1889,3 kN
Jumlah tiang (n)	= 2

Tabel 4.41 Koordinat Pile Tipe P1

Pile No.	X (m)	Y (m)	X^2 (m)	Y^2 (m)
P1	-0,75	0	0,56	0
P2	0,75	0	0,56	0
\sum (jumlah)			1,13	0

Sumber : Data Analisis, 2020

Tabel 4.42. Distribusi Beban Gempa Ultimit Kekelompok Tiang Tipe P1

Pile No.	P/n (kN)	$M_x \cdot Y / \sum Y^2$ (kN)	$M_y \cdot X / \sum X^2$ (kN)	P tiang (kN)
P1	1450.889	0	-0,765	1450.124
P2	1450.889	0	0,765	1451.654

Sumber : Data Analisis, 2020

Dari tabel diatas diambil P tiang terbesar yaitu terjadi pada $P_2 = 1451.654 \text{ kN}$

$$P_{ijin} = P_{ijin} \times 2,5 = 2104,27 \times 2,5 = 5260,675 \text{ kN}$$

Maka,

$$P_{tiang} = 1451.654 \text{ kN} < P_{ijin} = 3629.135 \text{ kN (memenuhi)}$$

b. Pengecekan pondasi tipe P2

Tabel 4.43. Data Joint Reaksi Gempa Ultimit Tipe P2

int Label	FZ	MX	MY
	(kN)	(kN-m)	(kN-m)
178	755.3105	82.554025	0.6513

Sumber : Data Analisis, 2020

$$Q_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum (X^2)} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum (Y^2)}$$

Dimana :

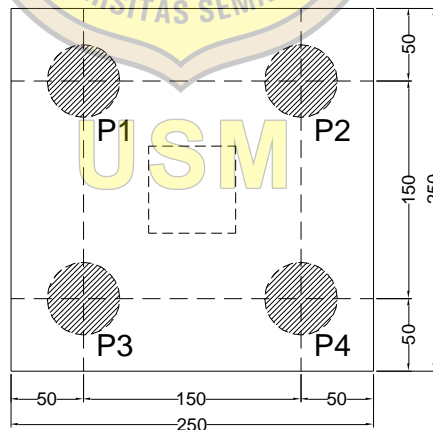
N = jumlah tiang dalam satu *pile cap*

$\sum (X^2)$ = jumlah kuadrat jarak X terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

$\sum (Y^2)$ = jumlah kuadrat jarak Y terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O).

X_i = jarak tiang ke-i terhadap titik O searah sumbu X

Y_i = jarak tiang ke-i terhadap titik O searah sumbu Y.



Gambar 4.64. Pondasi Tipe P2

Sumber : Dokumentasi Pribadi

Dimensi kolom	= 50 cm x 50 cm
Dimensi pondasi	= Ø 50 cm
Kapasita 1 <i>pile</i> , P_{ijin}	= 1889,3 kN
Jumlah tiang (n)	= 4

Tabel 4.44. Koordinat Pile Tipe P2

Pile No.	X	Y	X ²	Y ²
	(m)	(m)	(m)	(m)
P1	-0,75	0,75	0,56	0,56
P2	0,75	0,75	0,56	0,56
P3	-0,75	-0,75	0,56	0,56
P4	0,75	-0,75	0,56	0,56
Σ (jumlah)			2,25	2,25

Sumber : *Data Analisis, 2020*

Tabel 4.45. Distribusi Beban Gempa Ultimit Kelompok Tiang Tipe P2

Pile No.	P/n	$M_x \cdot Y / \sum Y^2$	$M_y \cdot X / \sum X^2$	P tiang
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
P1	755.3105	12.23	-0,096	767,444
P2	755.3105	12.23	0,096	767,636
P3	755.3105	-12.23	-0,096	742,984
P4	755.3105	-12.23	0,096	743,176

Sumber : *Data Analisis, 2020*

Dari tabel diatas diambil P tiang terbesar yaitu terjadi pada P2 = 767,636 kN

$$P_{ijin} = P_{ijin} \times 2,5$$

$$= 2104,27 \times 2,5 = 5260,675 \text{ kN Maka,}$$

$$P_{tiang} = 767,636 \text{ kN} < P_{ijin} = 5260,675 \text{ kN (memenuhi)}$$

4.5.7. Cek Terhadap Geser Pons dan Geser Lentur

a. *Pile Cap Tipe P-1*

Cek Terhadap Geser Pons

Besarnya tinggi efektif (d) *pile cap* dicoba 60 cm

$$\begin{aligned} V_{u \text{ pons}} &= P_u \\ &= 1049,568 \text{ kN} \end{aligned}$$

Keliling bidang kritis geser pons (b_o) :

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times (b + d) + 2 \times (h + d) \\ &= 2 \times (600 + 600) + 2 \times (600 + 600) \\ &= 4800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c \text{ pons}} &= 0,75 \times 0,33 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 0,75 \times 0,33 \times \sqrt{25} \times 4800 \times 600 \\ &= 3,564 \times 10^6 \text{ N} \\ &= 3564 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} V_{u \text{ pons}} &< V_{c \text{ pons}} \\ 1049,568 \text{ kN} &< 3564 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Cek Terhadap Geser Lentur

Pengecekan geser lentur tidak dilakukan karena untuk $d = 60$ cm tiang pancang berada didalam bidang geser yang terbentuk.

Sehingga,

$$\begin{aligned} \text{Tebal } \textit{pile cap} (t_h) &= d + 15 \text{ cm} + \text{selimut beton} + \frac{1}{2} \text{ dia. Tul. } \textit{pile cap} \\ &= 60 + 15 + 5 + \frac{1}{2} \times 1,6 \\ &= 80,8 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm} \end{aligned}$$

b. *Pile Cap Tipe P-2*

Cek Terhadap Geser Pons

Besarnya tinggi efektif (d) *pile cap* dicoba 60 cm

$$\begin{aligned} V_{u \text{ pons}} &= P_u \\ &= 712,031 \text{ kN} \end{aligned}$$

Keliling bidang kritis geser pons (b_o) :

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times (b + d) + 2 \times (h + d) \\ &= 2 \times (600 + 600) + 2 \times (600 + 600) \end{aligned}$$

$$= 4800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi V_{c \text{ pons}} &= 0,75 \times 0,33 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \\ &= 0,75 \times 0,33 \times \sqrt{25} \times 4800 \times 600 \\ &= 3,564 \times 10^6 \text{ N} \\ &= 3564 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kontrol :

$$V_{u \text{ pons}} < V_{c \text{ pons}}$$

$$712,031 \text{ kN} < 3564 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi})$$

Cek Terhadap Geser Lentur

Pengecekan geser lentur tidak dilakukan karena untuk $d = 60 \text{ cm}$ tiang pancang berada didalam bidang geser yang terbentuk.

Sehingga,

$$\begin{aligned}\text{Tebal } \textit{pile cap} (t_h) &= d + 15 \text{ cm} + \text{selimut beton} + \frac{1}{2} \text{ dia. Tul. } \textit{pile cap} \\ &= 60 + 15 + 5 + \frac{1}{2} \times 1,6 \\ &= 80,8 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}\end{aligned}$$

4.5.8. Perhitungan Penulangan *Pile Cap*

a. *Pile Cap* Tipe P-1

Momen terhadap titik berat kolom :

$$\begin{aligned}M_u &= P_1 \times 0,3 \\ &= 1049,568 \times 0,3 \\ &= 314,870 \text{ kN.m} = 314,87 \times 10^6 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

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

$$d = 600 \text{ mm}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

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

Mencari nilai β_1

Jika $f_c \leq 28 \text{ MPa}$, maka $\beta_1 = 0,85$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{314,87 \times 10^6}{0,8} = 3,93 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned}K &= \frac{M_n}{B \times d^2 \times 0,85 \times f_c} \\ &= \frac{3,93 \times 10^8}{1000 \times 600^2 \times 0,85 \times 25}\end{aligned}$$

$$= 0,051$$

$$\begin{aligned} F &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times k} \\ &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051} \\ &= 0,052 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\max} &= \frac{\beta_1 \times 450}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \\ &= 0,382 \end{aligned}$$

$F \leq F_{\max} \rightarrow$ Tulangan tunggal

$F > F_{\max} \rightarrow$ Tulangan rangkap

Karena kondisi $F < F_{\max}$ maka digunakan perhitungan untuk tulangan tunggal

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{F \times B \times d \times 0,85 \times f_c}{f_y} \\ &= \frac{0,052 \times 1000 \times 600 \times 0,85 \times 25}{400} \\ &= 1657,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} = 0,0025$ (nilai ρ_{\min} untuk plat)

$$\begin{aligned} A_{s_{\min}} &= \rho_{\min} \times B \times d \\ &= 0,0025 \times 1000 \times 600 \\ &= 900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_s < A_{s_{\min}}$ maka digunakan $A_s = 1657,5 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D16 $\rightarrow A_{s_{\text{tul.}}} = 0,25 \times \pi \times 16 = 200,96 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumah tulangan (As)} = \frac{1657,5}{200,96} = 8,247 \approx 9 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 1000/9 = 111,1 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **9 D16-120**

$$\begin{aligned} \text{Untuk tulangan atas (As')} &= 0,15\% \times B \times d \\ &= 0,15\% \times 1000 \times 600 = 900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 $\rightarrow A_{s_{\text{tul.}}} = 0,25 \times \pi \times 16 = 200,96 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumah tulangan (As)} = \frac{900}{200,96} = 4,479 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 1000/5 = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **5D16-200**

b. Pile Cap Tipe P-2

Momen terhadap titik berat kolom :

$$\begin{aligned} M_u &= P_2 \times 0,3 \\ &= 712,031 \times 0,3 \\ &= 213,609 \text{ kN.m} = 213,609 \times 10^6 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

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

$$d = 600 \text{ mm}$$

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

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

Mencari nilai β_1

Jika $f_c \leq 28 \text{ MPa}$, maka $\beta_1 = 0,85$

$$M_n = \frac{M_u}{0,8} = \frac{213,609 \times 10^6}{0,8} = 2,67 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_n}{B \times d^2 \times 0,85 \times f_c} \\ &= \frac{2,67 \times 10^8}{1000 \times 600^2 \times 0,85 \times 25} \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times k} \\ &= 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034} \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\max} &= \frac{\beta_1 \times 450}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \\ &= 0,382 \end{aligned}$$

$F \leq F_{\max} \rightarrow$ Tulangan tunggal

$F > F_{\max} \rightarrow$ Tulangan rangkap

Karena kondisi $F < F_{\max}$ maka digunakan perhitungan untuk tulangan tunggal

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{F \times B \times d \times 0,85 \times f_c}{f_y} \\ &= \frac{0,034 \times 1000 \times 600 \times 0,85 \times 25}{400} \\ &= 1083,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



$$\rho_{\min} = 0,0025 \text{ (nilai } \rho_{\min} \text{ untuk plat)}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\min}} &= \rho_{\min} \times B \times d \\ &= 0,0025 \times 1000 \times 600 \\ &= 900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena $A_s < A_{S_{\min}}$ maka digunakan $A_s = 1083,7 \text{ mm}^2$

$$\text{Digunakan tulangan D16} \rightarrow A_{s_{\text{tul.}}} = 0,25 \times \pi \times 16 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumah tulangan (As)} = \frac{1083,7}{200,96} = 5,392 \approx 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 1000/6 = 166 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **6 D16-150**

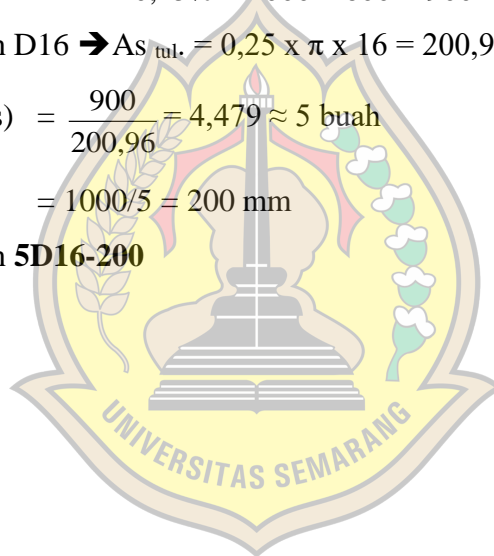
$$\begin{aligned} \text{Untuk tulangan atas (As')} &= 0,15\% \times B \times d \\ &= 0,15\% \times 1000 \times 600 = 900 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Digunakan tulangan D16} \rightarrow A_{s_{\text{tul.}}} = 0,25 \times \pi \times 16 = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumah tulangan (As)} = \frac{900}{200,96} = 4,479 \approx 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 1000/5 = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **5D16-200**



USM