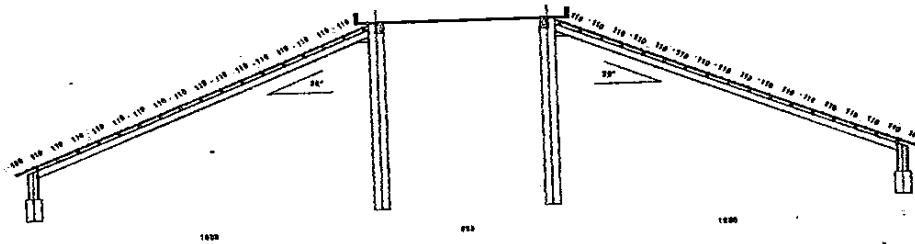


BAB V ANALISIS PEMBEBANAN STRUKTUR

A. Beban Struktur

1. Beban Mati

a. Berat sendiri kuda-kuda



Gambar 5.1 Rencana kuda-kuda.

Berat genteng : $0,50 \text{ KN/m}^2$

Profil baja : W 450.200.9.14

→ $q = 0,76 \text{ KN/m}$

Profil gording 2C 200 x 75 x 20 x 3,2 mm

→ $q = 0,185 \text{ KN/m}$

Jarak antara kuda-kuda : 8 m

Berat sendiri kuda – kuda : $18,74 \times 0,76 = 14,04 \text{ KN}$

Langit – langit + penggantung : $0,185 \times 8 \times 16 = 23,04 \text{ KN}$

Berat gording : $0,185 \times 8 \times 17 = 25,21 \text{ KN}$

Penutup atap : $0,50 \times 8 \times 18,47 = 73,89 \text{ KN} +$

Berat total = $136,19 \text{ KN}$

Berat pada tumpuan = $68,097 \text{ KN}$

b. Berat plat m^2

Berat plat ($0,12 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3$) = $2,88 \text{ KN/m}^2$

Pasir urug ($0,03 \text{ m} \times 18 \text{ KN/m}^3$) = $0,54 \text{ KN/m}^2$

Spesi ($2 \times 0,21 \text{ KN/m}^2$) = $0,42 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Keramik (1 x 0,24 KN/m}^2 \text{)} &= 0,24 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Langit-langit + penggantung (0,11 + 0,07)} &= \underline{0,18 \text{ KN/m}^2} + \\ &= 4,26 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

a. Beban hidup Atap

Beban hidup Atap di tiap titik buhul 1 KN sehingga berat total 1 KN x 17 titik = 17 KN Berat pada tumpuan = 8,5 KN

b. Beban hidup plat lantai

Beban hidup plat yang digunakan menurut Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung tahun 1983 adalah 250 kg/m^2

B. Beban Gempa

1. Berat Total Bangunan (WT)

Berat bangunan untuk setiap lantai dapat dilihat pada Tabel 5.1.

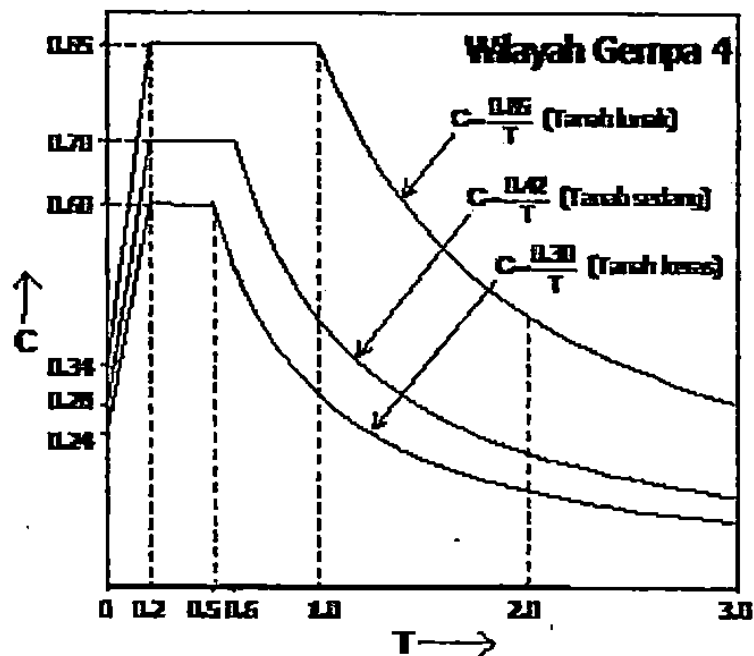
Tabel 5.1 Berat Bangunan

Lantai	Berat Bangunan (KN)
Lantai 1	23223.89
Lantai 2	21046.44
Lantai 3	24087.50
Lantai 4	23847.42
Lantai 5	23329.46
Lantai 6	19424.08
Lantai 7	19428.58
Lantai 8	19427.00
Lantai 9	19424.08
Lantai 10	19424.08
Lantai 11	19388.28
Lantai 12	4220.18
Lantai 13	693.81
Lantai 14	743.89
Wtotal	237708.69

a. Waktu getar bangunan (T)

Diperoleh dari hasil etabs :

$$T = 1,9633 \text{ detik}$$



Gambar 5.2 Respon Spektrum Gempa

(sumber : SNI 03-1726-2002)

Dari diagram respon spektrum gempa rencana untuk wilayah gempa 4 tanah lunak dengan nilai $T = 1,9633$ detik didapat nilai faktor Respon Gempa (C) = 0,4329

b. Faktor keutamaan (I) dan faktor reduksi beban gempa (R)

SNI 2847-2002 pasal 23 ketentuan khusus untuk perencanaan gempa diperoleh faktor I untuk gedung umum = 1, dan faktor R untuk struktur dengan daktailitas penuh = 8,5

c. Gaya geser dasar (V) dan beban gempa Horizontal (f_i)

Perhitungan gaya geser dasar (V) dan beban gempa horizontal (fi) untuk portal arah X dan arah Y, didapat seperti yang terlihat pada Tabel 5.2 dan 5.3

$$W_t = 237708,69 \text{ KN}$$

$$V_x = V_y = \frac{CJ}{R} \cdot W_t$$

$$V_x = V_y = \frac{0,4329 \times 1}{8,5} \times 237708,69$$

$$V_x = V_y = 12107,46 \text{ KN}$$

Distribusi gaya geser horizontal total akibat gempa pada masing-masing lantai SNI 1726-2002 pasal 6.1 (3)

1) Portal Arah X

$$F_{ix} = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V_x$$

$$F_{ix} = \frac{44224,34}{5873303,25} \times 12107,44$$

$$F_{ix} = 91,17 \text{ KN}$$

Tabel 5.2 Distribusi gaya horizontal gempa untuk portal X

Tingkat	hi (m)	Wi (KN)	Wi . hi (KNm)	Fix total (KN)
14	59.5	743.89	44224.34	91,17
13	53.3	693.81	36945.45	76,16
12	50.3	4220.18	212063.83	437,16
11	45.0	19388.28	871503.14	1796,55
10	41.0	19424.08	795416.06	1639,70

9	37.0	19424.08	717719.74	1479,53
8	33.0	19427.00	640119.52	1319,57
7	29.0	19428.58	562457.40	1159,47
6	25.0	19424.08	484630.79	999,04
5	21.0	23329.46	488752.17	1007,53
4	17.0	23847.42	404213.74	833,26
3	13.0	24087.50	311933.13	643,03
2	9.0	21046.44	188365.67	388,30
1	5.0	23223.89	114958.27	236,98
Total			5873303.25	

2) Portal Arah Y

$$F_y = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V_y$$

$$F_y = \frac{44224,34}{5873303,25} \times 12107,44$$

$$F_y = 91,17 \text{ KN}$$

Tabel 5.3 Distribusi gaya horizontal gempa untuk portal Y

Tingkat	hi (m)	Wi (KN)	Wi . hi (KNm)	Fix total (KN)
14	59.5	743.89	44224.34	91,17
13	53.3	693.81	36945.45	76,16
12	50.3	4220.18	212063.83	437,16
11	45.0	19388.28	871503.14	1796,55
10	41.0	19424.08	795416.06	1639,70
9	37.0	19424.08	717719.74	1479,53
8	33.0	19427.00	640119.52	1319,57
7	29.0	19428.58	562457.40	1159,47
6	25.0	19424.08	484630.79	999,04

5	21.0	23329.46	488752.17	1007,53
4	17.0	23847.42	404213.74	833,26
3	13.0	24087.50	311933.13	643,03
2	9.0	21046.44	188365.67	388,30
1	5.0	23223.89	114958.27	236,98
Total			5873303.25	

2. Kontrol waktu getar dengan cara T. Rayleigh

Persamaan Rayleigh dinyatakan dengan :

$$T_r = 6,3 \sqrt{\frac{\sum(W_i \cdot d_i^2)}{g \cdot \sum(f_i \cdot d_i)}}$$

Syarat batas waktu getar alami bangunan :

$$T_r - 20\% T_r < T$$

Perhitungan waktu getar alami pada portal dapat dilihat pada Tabel 5.4 dan 5.5

a. Portal Arah X

Tabel 5.4 Waktu getar alami portal arah X

Lantai	W _i (KN)	d _i (mm)	d _i ² (mm ²)	f _i (KN)	W _i ·d _i ² (KNmm ²)	f _i ·d _i (KNmm)
14	743.89	76.34	5828.53	91,17	4335791.7	6960.02
13	693.81	70.97	5036.67	76,16	3494498.4	5405.08
12	4220.18	68.89	4746.00	437,16	20028942.9	30116.20
11	19388.28	66.48	4419.68	1796,55	85690056.1	119435.74
10	19424.08	63.97	4092.29	1639,70	79488944.1	104893.18
9	19424.08	60.18	3621.31	1479,53	70340563.8	89034.30
8	19427.00	55.14	3040.06	1319,57	59059150.0	72756.47
7	19428.58	49.00	2400.73	1159,47	46642690.5	56810.77
6	19424.08	41.97	1761.57	999,04	34216938.7	41930.60
5	23329.46	34.67	1202.00	1007,53	28041894.1	34930.90

4	23847.42	28.46	809.86	833,26	19313152.7	23713.01
3	24087.50	21.66	469.24	643,03	11302872.8	13929.32
2	21046.44	14.06	197.81	388,30	4163141.2	5461.26
1	23223.89	6.44	41.46	236,98	962879.3	1525.91
Total					467081516	606902,76

$$Tr = 6,3 \sqrt{\frac{467081516}{9810.606902,76}}$$

$$Tr' = 1,7646 \text{ detik}$$

$$1,7646 - (0,2 \times 1,7646) = 1,412 \text{ detik} < 1,9633 \text{ detik} \quad \text{oke}$$

b. Portal Arah Y

Tabel 5.5. Waktu getar alami portal arah Y.

Lantai	Wi (KN)	di (mm)	di ² (mm ²)	fi (KN)	Wi.di ² (KNmm ²)	fi.di (KNmm)
14	743.89	76.34	5828.53	74.29	4105428.7	6772.60
13	693.81	70.97	5036.67	69.86	3385818.7	5320.37
12	4220.18	68.89	4746.00	67.88	19444019.4	29673.18
11	19388.28	66.48	4419.68	66.00	84459694.0	118575.19
10	19424.08	63.97	4092.29	63.68	78759492.6	104410.78
9	19424.08	60.18	3621.31	60.15	70275355.0	88993.02
8	19427.00	55.14	3040.06	55.46	59751840.6	73181.90
7	19428.58	49.00	2400.73	49.73	48051967.3	57662.63
6	19424.08	41.97	1761.57	43.12	36119209.7	43080.39
5	23329.46	34.67	1202.00	35.98	30198540.2	36249.26
4	23847.42	28.46	809.86	29.61	20902625.6	24669.51
3	24087.50	21.66	469.24	22.72	12431083.6	14607.97
2	21046.44	14.06	197.81	14.15	4215639.4	5495.58
1	23223.89	6.44	41.46	6.50	979821.2	1539.27
Total					473080536	610231,68

$$T_r = 6,3 \sqrt{\frac{473080536}{9810.610231,68}}$$

$$T_r = 1,7710 \text{ detik}$$

$$1,7710 - (0,2 \times 1,7710) = 1,417 \text{ detik} < 1,9633 \text{ detik} \quad \text{oke!}$$

Dari perhitungan waktu getar T dengan cara Reyleigh diatas didapat nilai $T_r < T$, sehingga untuk nilai faktor C tetap dipakai (0,4183), dengan demikian beban gempa tetap.

C. Kontrol Simpangan

1. Kinerja batas layan (Δs)

Besar simpangan antar tingkat Δs tidak boleh melebihi :

$$\Delta s = \frac{0,03}{R} \cdot h_i \text{ atau } < 30 \text{ mm}$$

Untuk setiap lantai ($h = 5000 \text{ mm}$)

$$\Delta s = \frac{0,03}{8,5} \cdot 5000$$

$$\Delta s = 17,6 \text{ mm} < 30 \text{ mm}$$

Maka digunakan $\Delta s = 17,6 \text{ mm}$

2. Kinerja batas ultimit (Δm)

$$\Delta m = \frac{\xi \cdot R}{\text{faktorskala}} \cdot \Delta s$$

$$\Delta m = \frac{0,7 \cdot 0,85}{1,2} \cdot 644$$

$$\Delta m = 31,9 \text{ mm}$$

Batas Δm tidak boleh melebihi ;

$$\Delta m = 0,02.hi$$

$$\Delta m = 0,02 \times 5000$$

$$\Delta m = 100 \text{ mm}$$

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan simpangan selengkapnya pada Tabel 5.6 dan Tabel 5.7.

Tabel 5.6. Analisa simpangan antar tingkat arah X

Lantai	Kinerja Batas layan (Δs)				Kinerja batas ultimit (Δm)		
	di (mm)	Δs antar tingkat (mm)	Syarat Δs (mm)	Ket	Δm antar tingkat (mm)	Syarat Δm (mm)	ket
14	76.34	5.38	21.9	oke	26.7	124	oke
13	70.97	2.08	10.6	oke	10.3	60	oke
12	68.89	2.41	18.7	oke	12.0	106	oke
11	66.48	2.51	14.1	oke	12.4	80	oke
10	63.97	3.79	14.1	oke	18.8	80	oke
9	60.18	5.04	14.1	oke	25.0	80	oke
8	55.14	6.14	14.1	oke	30.4	80	oke
7	49.00	7.03	14.1	oke	34.8	80	oke
6	41.97	7.30	14.1	oke	36.2	80	oke
5	34.67	6.21	14.1	oke	30.8	80	oke
4	28.46	6.80	14.1	oke	33.7	80	oke
3	21.66	7.60	14.1	oke	37.7	80	oke
2	14.06	7.63	14.1	oke	37.8	80	oke
1	6.44	6.44	17.6	oke	31.9	100	oke

Tabel 5.7 Analisa simpang antar tingkat arah Y

Lantai	Kinerja Batas layan (Δs)				Kinerja batas ultimit (Δm)		
	di (mm)	Δs antar tingkat (mm)	Syarat Δs (mm)	Ket	Δm antar tingkat (mm)	Syarat Δm (mm)	ket
14	74.29	4.43	21.9	oke	22.0	124	oke
13	69.86	1.98	10.6	oke	9.8	60	oke
12	67.88	1.88	18.7	oke	9.3	106	oke
11	66.00	2.32	14.1	oke	11.5	80	oke
10	63.68	3.53	14.1	oke	17.5	80	oke
9	60.15	4.69	14.1	oke	23.3	80	oke
8	55.46	5.73	14.1	oke	28.4	80	oke
7	49.73	6.61	14.1	oke	32.8	80	oke
6	43.12	7.14	14.1	oke	35.4	80	oke
5	35.98	6.37	14.1	oke	31.6	80	oke
4	29.61	6.89	14.1	oke	34.2	80	oke
3	22.72	8.56	14.1	oke	42.5	80	oke
2	14.15	7.66	14.1	oke	38.0	80	oke
1	6.50	6.50	17.6	oke	32.2	100	oke

D. Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan data-data yang didapat dari pembebanan yang kemudian dilakukan kombinasi beban dengan menggunakan persamaan berikut :

Dimana : DL = beban mati

LL = beban hidup

E = beban gempa

Maka kombinasi beban yang dimasukkan dalam ETABS adalah sebagai berikut :

Kombinasi 1 : 1,4 DL

Kombinasi 2 : $1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$

Kombinasi 3 : $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} + 1 \text{ EX} + 0,3 \text{ EY}$

Kombinasi 4 : $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} - 1 \text{ EX} + 0,3 \text{ EY}$

Kombinasi 5 : $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} + 1 \text{ EX} - 0,3 \text{ EY}$

Kombinasi 6 : $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} - 1 \text{ EX} - 0,3 \text{ EY}$

Kombinasi 7 : $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} + 0,3 \text{ EX} + 1 \text{ EY}$

Kombinasi 8 : $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} - 0,3 \text{ EX} + 1 \text{ EY}$

Kombinasi 9 : $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} + 0,3 \text{ EX} - 1 \text{ EY}$

Kombinasi 10 : $1,2 \text{ DL} + 1 \text{ LL} - 0,3 \text{ EX} - 1 \text{ EY}$

Kombinasi 11 : $0,9 \text{ DL} + 1 \text{ EX} + 0,3 \text{ EY}$

Kombinasi 12 : $0,9 \text{ DL} - 1 \text{ EX} + 0,3 \text{ EY}$

Kombinasi 13 : $0,9 \text{ DL} + 1 \text{ EX} - 0,3 \text{ EY}$

Kombinasi 14 : $0,9 \text{ DL} - 1 \text{ EX} - 0,3 \text{ EY}$

Kombinasi 15 : $0,9 \text{ DL} + 0,3 \text{ EX} + 1 \text{ EY}$

Kombinasi 16 : $0,9 \text{ DL} - 0,3 \text{ EX} + 1 \text{ EY}$

Kombinasi 17 : $0,9 \text{ DL} + 0,3 \text{ EX} - 1 \text{ EY}$

Kombinasi 18 : $0,9 \text{ DL} - 0,3 \text{ EX} - 1 \text{ EY}$

Dimana : EX = beban gempa arah X

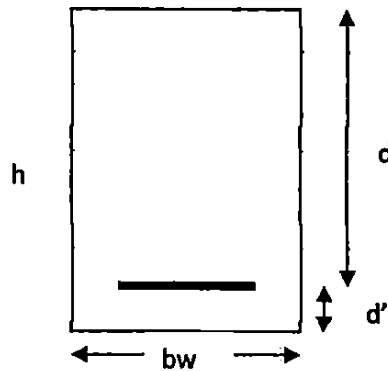
EY = beban gempa arah Y

Data-data pembebanan yang telah ada digunakan untuk mendapatkan gaya

– gaya terfaktor dengan analisis struktur yang menggunakan bantuan program

ETABS 7.20 (*Extended Three Dimensional Analysis of Building System v7.20*)

E. Perhitungan Tulangan Balok



Lebar bawah (bw)	: 400 mm
Tinggi balok (h)	: 800 mm
Tinggi efektif (d)	: 743,5 mm
Selimit beton (d')	: 65,5 mm

$f_y = 400$ Mpa untuk diameter ≥ 13 mm

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

$f_c' = 35$ Mpa

1. Penulangan terhadap Lentur

Analisis lentur untuk balok B12 40/80

a. Tulangan Tumpuan

Pada tumpuan flens tertarik, maka $b = bw = 400$ mm

$M_u = - 910,898$ KNm

$$M_n = \frac{M_u}{0,8}$$

$$= \frac{910,898}{0,8}$$

$$= 1138,623 \text{ KNm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'}$$

$$= \frac{400}{0,85 \cdot 35}$$

$$= 13,445$$

$$Rn = \frac{Mn}{bw \cdot d^2}$$

$$= \frac{1138,623 \cdot 10^6}{400 \cdot 743,5^2}$$

$$= 5,276 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 13,445 \cdot 5,276}{400}} \right)$$

$$= 0,015 > \rho_{\min} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0379$$

Sehingga digunakan $\rho_{perlu} = 0,015$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,015 \cdot 400 \cdot 743,5$$

$$= 4298,242 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25

$$A_{st} = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \cdot s$$

$$= \frac{1}{4} \pi \cdot 25^2$$

$$= 490,63 \text{ mm}^2$$

Maka didapat jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{A_{st}}$$

$$= \frac{4298,242}{490,63}$$

$$= 8,76 \approx 9 \text{ batang}$$

$$A_{s_{pakat}} = n \cdot A_{st}$$

$$= 9 \cdot 490,63$$

$$= 4415,625 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan tekan yang dibutuhkan berdasarkan rasio :

$$0,5 \cdot 4298,242 = 2149,121$$

$$2149,121: A_{st}$$

$$2149,121: 490,63 = 4,38 = 5D$$

Digunakan 5D25

$$5 \times 490,63 =$$

$$A_{s'} = 2453,125 \text{ mm}^2$$

Dari tulangan yang terpasang kemudian dilakukan pemeriksaan kuat momen yang dapat dipikul balok dengan asumsi tulangan tarik leleh ($f_s = f_y$) dan tekan belum leleh ($f_{s'} \neq f_y$).

$$C_T = A_{s'} \cdot f_{s'}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$C_c + C_t = T_s$$

$$f_{s'} = \epsilon_{s'} \cdot E$$

$$f_{s'} = \frac{c - d'}{c} \cdot 0,003 \cdot 200000$$

$$= \frac{c - 65,5}{c} \cdot 600$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_{s'} \cdot f_{s'} = A_{s_{pakai}} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 35 \cdot (0,85 \cdot c) \cdot 400 + 2453,125 \cdot \frac{c - 65,5}{c} \cdot 600 = 4415,625 \cdot 400$$

$$10115 \cdot c^2 - 294375 c - 96407812,50 = 0$$

Untuk mencari nilai c menggunakan Rumus ABC

$$c = 113,26 \text{ mm}$$

$$a = 0,85 \cdot 113,26$$

$$= 96,269 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{113,26 - 65,5}{113,26} \cdot 600$$

$$= 253 \text{ Mpa} < f_y = 400 \text{ Mpa} \quad \dots \quad \text{OK}$$

Pada kondisi mencapai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ tulangan tekan (f_s') = 253, Mpa

jadi pada kondisi tersebut f_y leleh sedangkan f_s' belum leleh

$$M_2 = C_s(d - d')$$

$$= 620649,17(743,5 - 65,5)$$

$$= 41521429 \text{ Nmm}$$

$$= 415,21 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kap}} = M_1 + M_2$$

$$= 786,30 + 415,21$$

$$= 1201,52 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1201,52 \text{ kNm} > M_n = 1129,62 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{13,445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13,445.1,841}{400}} \right) \\ &= 0,005 > \rho_{\min} = 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= \frac{0,85.\beta_1.fc'}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= \frac{0,85.0,85.35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0379\end{aligned}$$

Sehingga digunakan $\rho_{perlu} = 0,005$

$$\begin{aligned}As_{perlu} &= \rho_{perlu} . b . d \\ &= 0,005 . 400 . 743,5 \\ &= 1394,796 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25

$$\begin{aligned}Ast &= \frac{1}{4} \pi . D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi . 25^2 \\ &= 490,63 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$= \frac{1394,796}{490,63}$$

$$= 2,84 \approx 3 \text{ batang}$$

$$A_{s_{pakat}} = n \cdot A_{st}$$

$$= 3 \cdot 490,63$$

$$= 1471,875 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan tekan yang dibutuhkan berdasarkan rasio ;

$$A_{s'} > 0,5 \cdot \rho_{perlu} \cdot b \cdot d$$

$$0,5 \cdot 1394,796 = 697,398$$

$$697,398 : A_{st}$$

$$697,398 : 490,63 = 1,42 = 2D$$

Digunakan 2D25

$$2 \times 490,63 = A_{s'}$$

$$A_{s'} = 981,25 \text{ mm}^2$$

Dari tulangan yang terpasang kemudian dilakukan pemeriksaan kuat momen yang dapat dipikul balok dengan asumsi tulangan tarik leleh /

$$= \frac{c - 65,5}{c} \cdot 600$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot f_s' = A_s \text{ pakai} \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot 35 \cdot (0,85 \cdot c) \cdot 400 + 981,250 \cdot \frac{c - 65,5}{c} \cdot 600 = 1471,875 \cdot 400$$

$$10115 c^2 - 0 c - 38563125 = 0$$

Untuk mencari nilai C menggunakan Rumus ABC

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

$$c = 61,75 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{61,75 - 65,5}{61,75} \cdot 600$$

$$= 36,49 \text{ Mpa} < f_y = 400 \text{ Mpa (Asumsi Benar)}$$

Pada kondisi mencapai $f_y = 400 \text{ Mpa}$ tulangan tekan (f_s') = 36,49

... ..

$$= 1040,9 \text{ mm}^2$$

$$A_{pakai} = 4 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 25^2$$

$$= 1962,5 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 1040,9 \text{ mm}^2$$

Dengan demikian jumlah tulangan pada tiap potong memenuhi syarat tulangan minimum. Untuk hasil perhitungan balok tipe lainnya dapat dilihat pada lampiran.

2. Penulangan terhadap Geser

Kuat geser rencana balok dihitung dengan persamaan :

$$V_u = \frac{Mn_{kl} + Mn_{ka}}{ln} \pm \frac{Vg}{2}, \text{ atau ;}$$

Gaya geser terfaktor akibat kombinasi terhadap 2 x beban gempa (V_{ce})

Keterangan :

$Mn_{kl,ka}$ = momen nominal tumpuan kiri dan kanan balok

Vg = 1,2. VD + 1,0 VL

ln = bentang bersih balok+

spasi tulangan maksimum (S_{max})

$$\frac{1}{4}d = 185,87 \text{ mm}$$

$$8 \times \emptyset \text{ tulangan lentur} = 200 \text{ mm}$$

$$24 \times \emptyset \text{ tulangan geser} = 312 \text{ mm}$$

300 mm

a. Kuat geser rencana

Andi ... untuk balok diameter 40/80 :

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

$$VD = 160,24 \text{ KNm}$$

$$VL = 44,82 \text{ KNm}$$

$$Mn_x = Mn_y = 1138,62 \text{ KNm}$$

$$ln = 7,2 \text{ m}$$

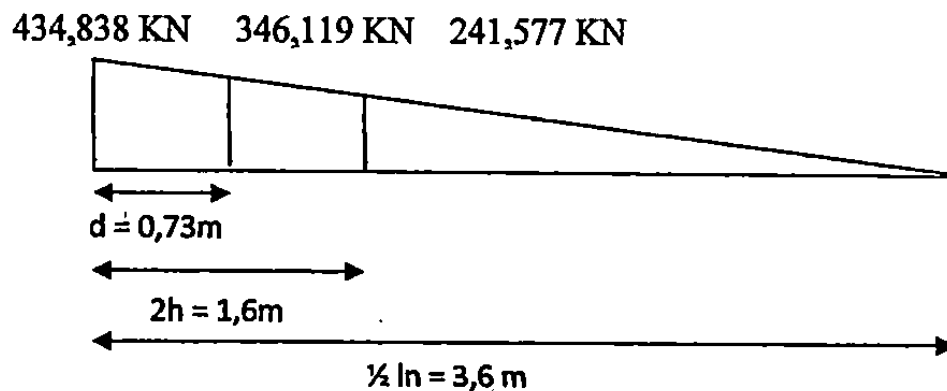
Kuat geser rencana balok ;

$$V_u = \frac{1138,62 + 1138,62}{7,2} \pm \frac{(1,2 \cdot 160,24 + 1,0 \cdot 44,82)}{2}$$

$$= 434,838 \text{ KN}$$

Dengan demikian digunakan $V_r = 434,838 \text{ KN}$

Hasil perhitungan gaya geser rencana untuk balok lainnya dapat dilihat pada lampiran .



Gambar 5.4 Gaya geser rencana balok.

Hasil perhitungan gaya geser rencana untuk balok lain dapat dilihat pada lampiran gaya geser rencana balok.

b. Penulangan geser daerah sendi plastis

$$V_u \text{ pada jarak } d = 0,73 \text{ m} = 346,119 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 0,7345 \cdot 10^{-3} \\
 &= 290 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Karena gaya aksial kecil sekali maka $V_c = 0$

Dengan memakai tulangan geser $2\text{Ø}13 \text{ mm}$ ($A_v = 265,571 \text{ mm}^2$)

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} \quad \Phi = \text{koefisien reduksi (0,75)}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{346,119}{0,75} \\
 &= 461,492 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Dipakai $s_{\max} = \frac{1}{4} \cdot d = 183,625 \text{ mm}$

Dengan memakai tulangan geser $2\text{Ø}13 \text{ mm}$ ($A_v = 265,571 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{265,571 \cdot 400 \cdot 0,7345}{461,492} \cdot 10^{-3} \\
 &= 169,071 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm} < S_{\max} = 183,625 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{265,571 \cdot 400 \cdot 0,7345}{150} \cdot 10^{-3} \\
 &= 520,17 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari V_s maksimum

$$\begin{aligned} V_{s\max} &= \frac{2}{3}bw.d.\sqrt{fc'} \\ &= \frac{2}{3}.400.734,5.\sqrt{35}.10^{-3} \\ &= 1159 \text{ KN} > 461,492... \text{ OK} \end{aligned}$$

Atau;

$$\begin{aligned} V_s &< \frac{1}{3}bw.d.\sqrt{fc'} \\ V_s &< \frac{1}{3}400.734,5.\sqrt{35}.10^{-3} \\ 461,492 \text{ KN} &< 579,381 \text{ KN} \dots\text{OK} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser di sendi plastis 2Ø13–150 mm

c. Daerah luar sendi

V_u pada jarak $2h = 1,6 \text{ m} = 241,577 \text{ KN}$

Kuat geser nominal

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{241,577}{0,75} \\ &= 322,102 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dipakai $s_{\max} = \frac{1}{2}.d = 367,25 \text{ mm}$

Dengan memakai tulangan geser 2Ø13 mm ($A_v = 265,517 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v.f_y.d}{V_s} \\ &= \frac{265,571.400.0,7345}{322,102} .10^{-3} = 242,236 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser diluar sendi plastis $2\text{Ø}13\text{-}200\text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_{s_{pakai}} \\ &= 290 + 390,12 \\ &= 679,82\text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{35} \cdot 400 \cdot 0,7345 \cdot 10^{-3} \\ &= 290\text{ KN} < V_n = 679,82\text{ KN} \dots\text{OK} \end{aligned}$$

Cek kuat geser

$$V_n > V_u / \phi$$

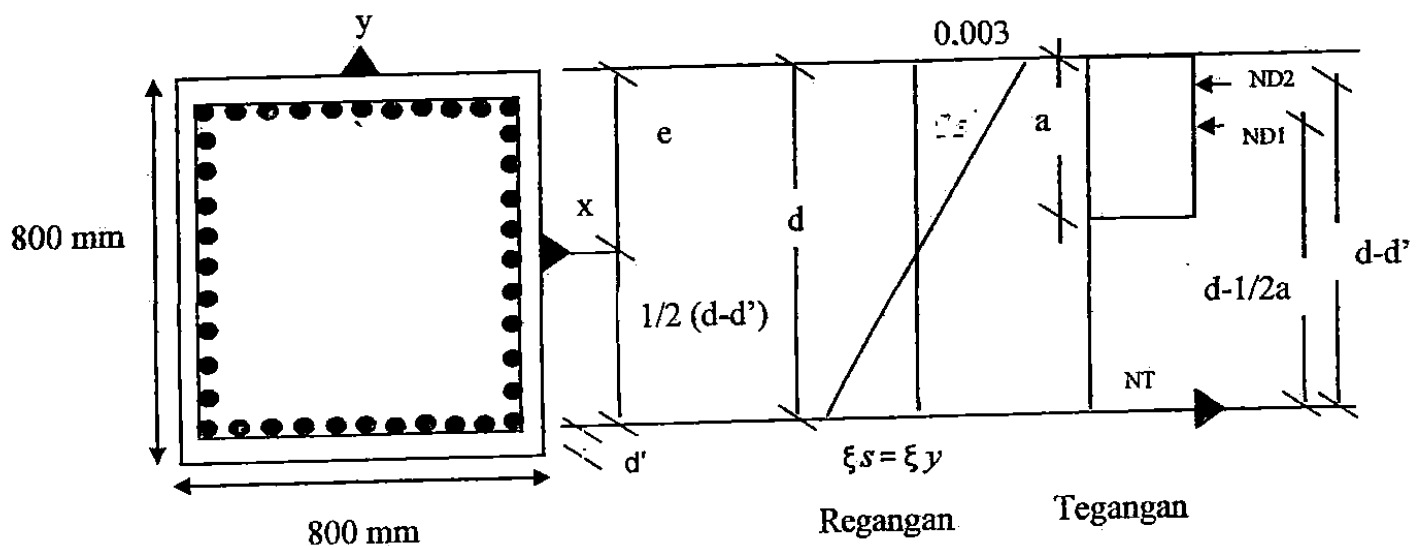
$$679,82\text{ KN} > 322,102\text{ KN} \dots\text{OK}$$

Dengan demikian balok aman terhadap gaya geser.

F. Penulangan Tulangan Kolom

1. Penulangan akibat beban lentur dan aksial

Perancangan kolom K1 800/800 (Lantai 1)



a. Diagram interaksi desain kekuatan kolom

Data elemen :

Panjang	B	=	800 mm
Lebar	H	=	800 mm
Kuat tekan beton	f_c	=	35 MPa
Tegangan leleh baja	f_y	=	400 MPa
Modulus elastisitas	E	=	200000 MPa
Diameter tulangan	D	=	22 mm
Jumlah tulangan	n	=	40 buah
Jumlah deret		=	11 baris tulangan
Selimut beton	d_s	=	61,0 mm
Momen desain	M_u	=	916,882 KNm
Gaya aksial	P_u	=	11809,64 KN

Direncanakan menggunakan tulangan 40 D22

Analisa menggunakan nilai c tertentu dan dalam tugas akhir ini dimulai dari $c = h$ sampai c berkurang tiap interval $h/10$. Sebagai contoh dihitung untuk $c = 640$ mm.

$$a = 0,85 \times 640 = 544 \text{ mm}$$

Regangan ϵ_s dihitung dengan rumus $\epsilon_{s1} = 0,003 \cdot \frac{d_i - (l - c)}{c}$

- Deret 1

$d_1 = d_s = 61 \text{ mm}$, sehingga :

$$\epsilon_{s1} = 0,003 \cdot \frac{61 - (800 - 640)}{640} = -0,0005 \leq -\frac{400}{200000} = -0,002$$

Regangan tulangan belum luluh

- Deret 2

$d_2 = d_s = 128,8$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s2} = 0,003 \cdot \frac{128,8 - (800 - 640)}{640} = -0,0001 \leq -\frac{400}{200000} = -0,002$$

Regangan tulangan belum luluh

- Deret 3

$d_3 = d_s = 196,6$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s3} = 0,003 \cdot \frac{196,6 - (800 - 640)}{640} = 0,0002 \leq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan belum luluh

- Deret 4

$d_4 = d_s = 264,4$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s4} = 0,003 \cdot \frac{264,4 - (800 - 640)}{640} = 0,0005 \leq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan belum luluh

- Deret 5

$d_5 = d_s = 332,2$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s5} = 0,003 \cdot \frac{332,2 - (800 - 640)}{640} = 0,0008 \leq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan belum luluh

- Deret 6

$d_6 = d_s = 400$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s6} = 0,003 \cdot \frac{400 - (800 - 640)}{640} = 0,0011 \geq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan sudah luluh

- Deret 7

$d_7 = d_s = 467,8$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s7} = 0,003 \cdot \frac{467,8 - (800 - 640)}{640} = 0,0014 \geq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan sudah luluh

- Deret 8

$d_8 = d_s = 535,6$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s8} = 0,003 \cdot \frac{535,6 - (800 - 640)}{640} = 0,0018 \geq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan sudah luluh

- Deret 9

$d_9 = d_s = 603,4$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s9} = 0,003 \cdot \frac{603,4 - (800 - 640)}{640} = 0,0021 \geq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan sudah luluh

- Deret 10

$d_{10} = d_s = 671,2$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s10} = 0,003 \cdot \frac{671,2 - (800 - 640)}{640} = 0,0024 \geq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan sudah luluh

- Deret 11

$d_{11} = d_s = 739$ mm, sehingga :

$$\varepsilon_{s11} = 0,003 \cdot \frac{739 - (800 - 640)}{640} = 0,0027 \leq -\frac{400}{200000} = 0,002$$

Regangan tulangan sudah luluh

Gaya-gaya dalam :

$$C_{si} = A_{si} f_{si}, \quad \text{jika } \varepsilon_{si} \geq \frac{f_y}{E} \text{ dan } \varepsilon_{si} \leq -\frac{f_y}{E} \text{ maka; } f_{si} = f_y$$

$$\text{jika } \varepsilon_{si} < \frac{f_y}{E} \text{ dan } \varepsilon_{si} > -\frac{f_y}{E} \text{ maka; } f_{si} = E_s \varepsilon_{si}$$

Sehingga :

$$C_{s1} = \left(11 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot -93 = \left(11 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (-93) = -3882447,95 \text{ N} = -388,25 \text{ KN}$$

$$C_{s2} = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot -29 = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (-29) = -22246,71 \text{ N} = -22,25 \text{ KN}$$

$$C_{s3} = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot 34 = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (34) = 26097,11 \text{ N} = 26,10 \text{ KN}$$

$$C_{s4} = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot 98 = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (98) = 74440,90 \text{ N} = 74,44 \text{ KN}$$

$$C_{s5} = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot 161 = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (161) = 122784,75 \text{ N} = 122,78 \text{ KN}$$

$$C_{s6} = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot 225 = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (225) = 171128,57 \text{ N} = 171,13 \text{ KN}$$

$$C_{s7} = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot 289 = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (289) = 219472,39 \text{ N} = 219,47 \text{ KN}$$

$$C_{s8} = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot 352 = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (352) = 267816,21 \text{ N} = 267,82 \text{ KN}$$

$$C_{s9} = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 \right) \cdot 400 = \left(2 \cdot \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (380) = 304228,57 \text{ N} = 304,23 \text{ KN}$$

$$C_{s11} = \left(11 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \right) \cdot 400 = \left(11 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \right) \cdot (400) = 1673257,14 \text{ N} = 1673,26 \text{ KN}$$

$$\Sigma C_{si} = (C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} + C_{s4} + \dots + C_{s11}) = 2753 \text{ KN}$$

Menghitung P_n .

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b + \Sigma C_{si} \\ &= 0,85 \cdot 35 \cdot 544 \cdot 800 + (2753) \\ &= 12947000 \text{ N} = 12947 \text{ KN} \end{aligned}$$

dicari $\Sigma C_{si} (0,5 \cdot h - d_i)$, untuk menentukan nilai M_n .

- Deret 1

$$C_{s1} \cdot (0,5 \cdot h - d_1) = -388,25 \cdot (0,5 \cdot 800 - 61) = -131616 \text{ N} = -131,161 \text{ KN}$$

- Deret 2

$$C_{s2} \cdot (0,5 \cdot h - d_2) = -22,25 \cdot (0,5 \cdot 800 - 128,8) = -6033 \text{ N} = -6033 \text{ KN}$$

- Deret 3

$$C_{s3} \cdot (0,5 \cdot h - d_3) = 26,10 \cdot (0,5 \cdot 800 - 196,6) = 5308 \text{ N} = 5,308 \text{ KN}$$

- Deret 4

$$C_{s4} \cdot (0,5 \cdot h - d_4) = 74,44 \cdot (0,5 \cdot 800 - 264,4) = 10094 \text{ N} = 10,094 \text{ KN}$$

- Deret 5

$$C_{s5} \cdot (0,5 \cdot h - d_5) = 122,78 \cdot (0,5 \cdot 800 - 332,2) = 8325 \text{ N} = 8,325 \text{ KN}$$

- Deret 6

$$C_{s6} \cdot (0,5 \cdot h - d_6) = 171,13 \cdot (0,5 \cdot 800 - 400) = 0 \text{ N} = 0 \text{ KN}$$

- Deret 7

- Deret 8

$$C_{s8}(0,5.h - d_8) = 267,82.(0,5.800 - 535,6) = -36316 \text{ N} = -36,316 \text{ KN}$$

- Deret 9

$$C_{s9}(0,5.h - d_9) = 304,23.(0,5.800 - 603,4) = -61880 \text{ N} = -61,88 \text{ KN}$$

- Deret 10

$$C_{s10}(0,5.h - d_{10}) = 304,23.(0,5.800 - 671,2) = -82507 \text{ N} = -82,507 \text{ KN}$$

- Deret 11

$$C_{s11}(0,5.h - d_{11}) = 1673,26.(0,5.800 - 739) = 567234 \text{ N} = -567,234 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum C_{si}(0,5.h - d_i) &= [\sum C_{s1}(0,5.h - d_1) + \sum C_{s2}(0,5.h - d_2) + \sum C_{s3}(0,5.h - d_3) + \sum \\ &C_{s4}(0,5.h - d_4) + \dots + \sum C_{s11}(0,5.h - d_{11})] \\ &= -876,739 \text{ KN} \end{aligned}$$

Menghitung M_n .

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot 0,5(h - a) + \sum C_{si}(0,5.h - d_i) \\ &= 0,85 \cdot 35 \cdot 544 \cdot 800 \cdot 0,5(800 - 544) + 876,739 \\ &= 2533,981 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Perhitungan untuk nilai c yang lain dan untuk mempermudah perhitungan selanjutnya digunakan program *Excel*, kemudian dibuat grafik interaksi kolom.

2. Penulangan geser kolom

Perancangan tulangan geser kolom K1 800/800

$$f_c' = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$d = 760 \text{ mm}$$

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

$$M_n = 1146,103 \text{ KNm}$$

$$h_n = 7,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_r &= \frac{2.M_n}{h_n} \\ &= \frac{2.1146,103}{7,2} \cdot 10^{-3} \\ &= 545,76 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Maka digunakan gaya geser rencana $V_r = 545,76 \text{ KNm}$.

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton ;

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d$$

$$N_u = 11809,64 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{11809,64}{14.A_g} \right) \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$= \frac{314,16.240.760}{239,35} \cdot 10^{-3}$$

$$= 239,41 \text{ mm}$$

Spasi tulangan maksimum (S_o) pada rentang lo;

$$8 \times \text{diameter tulangan lentur} = 8 \cdot 22 = 176 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{2} \text{ dimensi kolom terkecil} = \frac{1}{2} \cdot 700 = 350 \text{ mm}$$

Digunakan $S = 100 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$

$$V_{s_{pakai}} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

$$= \frac{314,16.240.760}{100} \cdot 10^{-3}$$

$$= 573,03 \text{ KN}$$

$$\phi V_n = \phi \cdot (V_c + V_{s_{pakai}})$$

$$= 0,65 \cdot (600,29 + 573,03)$$

$$= 762,65 \text{ KN} > V_r = 545,76 \text{ KN} \dots \dots \text{ OK}$$

Spasi maksimum tulangan geser (S_{\max}) diluar lo ;

$$S_{\max} = 2 \cdot S_o$$

$$= 2 \cdot 200$$

$$= 400 \text{ mm}$$