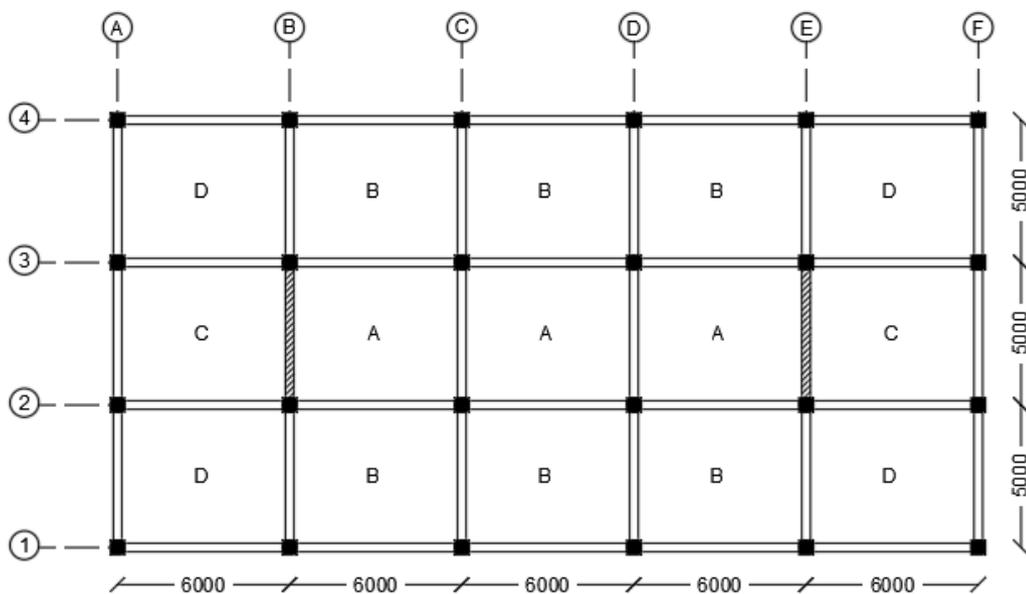


BAB IV ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR

4.1. Penentuan Tebal Pelat Lantai

4.1.1. Model yang Ditinjau

Perhitungan tebal pelat akan dimulai dengan menyusun panel pelat lantai. Panel pelat lantai yang ditinjau pada permodelan ini adalah panel pelat dengan keempat sisi pelat menerus, panel pelat dengan ketiga sisi menerus, panel pelat dengan kedua sisi menerus, dan panel pelat dengan satu sisi menerus. Hasil susunan panel pelat lantai dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Model yang Ditinjau

Sumber: Dokumen Pribadi

Dari Gambar 4.1, terlihat bahwa pelat lantai dibagi menjadi 4 tipe dengan keterangan sebagai berikut:

- Panel pelat A : merupakan panel pelat dengan keempat sisi menerus;
- Panel pelat B : merupakan panel pelat dengan ketiga sisi menerus dan bentang sisi tidak menerus adalah 6000 mm;
- Panel pelat C : merupakan panel pelat dengan kedua sisi menerus dan bentang sisi tidak menerus adalah 5000 mm;
- Panel pelat D : merupakan panel pelat dengan kedua sisi menerus.

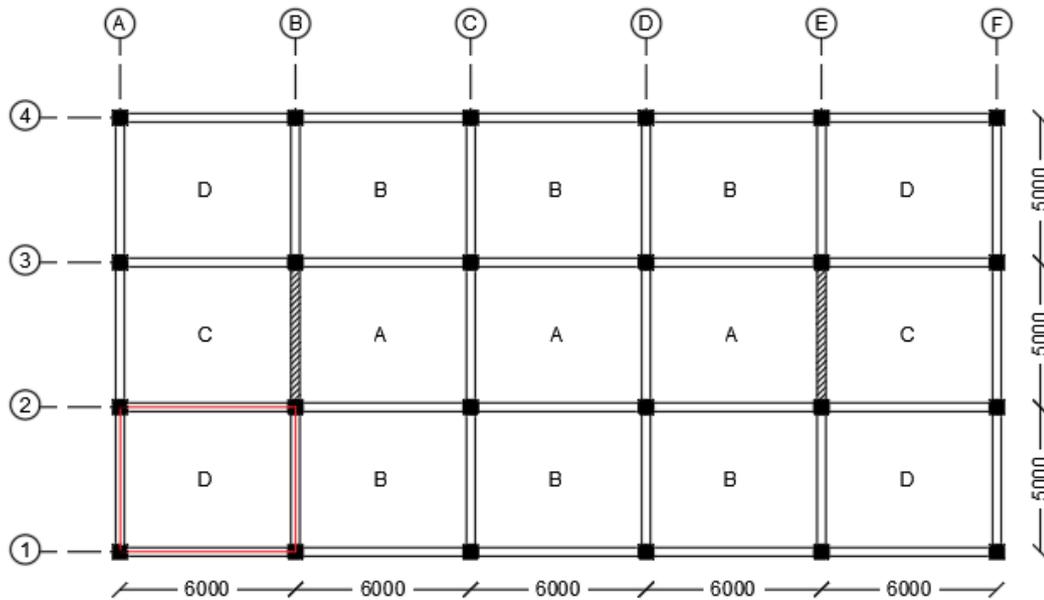
Untuk menghitung ketebalan pelat minimum akan diambil panel pelat yang mempunyai nilai lendutan terbesar yaitu panel pelat D.

4.1.2. Rasio Rata-rata Kekakuan Balok dengan Pelat (α_m)

Untuk menghitung nilai rata-rata kekakuan balok dengan pelat dapat mengikuti persamaan yang terdapat pada Tabel 2.1. Perhitungan ini dilakukan dengan mengikuti ketentuan SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2019.

Pelat D

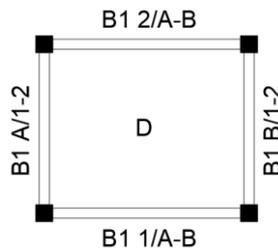
Denah yang ditinjau yaitu lantai 1 dan lokasi pelat yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.2 yang diberi warna merah.



Gambar 4.2 Denah Pelat yang Ditinjau

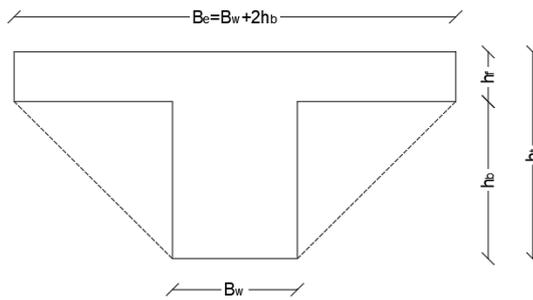
Sumber: Dokumen Pribadi

Kemudian untuk penamaan balok-balok penumpu pelat dapat dilihat pada Gambar 4.3. Dalam panel pelat D diketahui bahwa terdapat 2 sisi balok yang menumpu pelat dengan sisi menerus dan 2 sisi balok yang menumpu pelat dengan sisi tidak menerus. Sehingga dimensi efektif untuk kedua balok tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.4 dan Gambar 4.5.



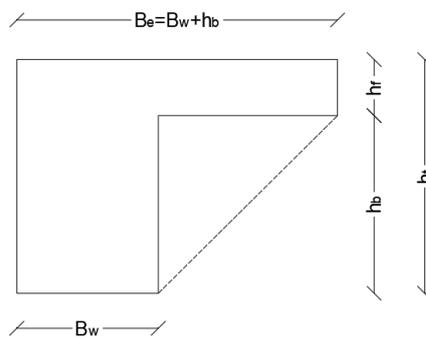
Gambar 4.3 Penamaan Balok Penumpu Pelat

Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.4 Dimensi Efektif Balok Untuk Pelat Dengan Sisi Menerus

Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.5 Dimensi Efektif Balok untuk Pelat dengan Sisi Tidak Menerus

Sumber: Dokumen Pribadi

Berdasarkan penamaan balok pada Gambar 4.3, balok yang menumpu pelat dengan sisi menerus adalah balok B1 2/A-B dan balok B1 B/1-2 serta balok yang menumpu pelat dengan sisi tidak menerus adalah balok B1 1/A-B dan balok B1 A/1-2. Selanjutnya untuk Gambar 4.4 dan Gambar 4.5 keterangannya dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Keterangan Gambar 4.4 dan Gambar 4.5

Keterangan (mm)	Gambar 4.4	Gambar 4.5
Bw	400	400
hf	120	120
ht	600	600
Be	1360	880
hb	480	480

Sumber: Dokumen Pribadi

Kemudian nilai B_e yang didapatkan harus di kontrol berdasarkan ketentuan dari SNI 2847:2002 maupun SNI 2847:2019.

- Untuk pelat dengan sisi menerus:

$$B_e \leq B_w + 8h_f$$

$$1360 \leq 400 + 8.120$$

$$1360 \leq 1360 \rightarrow \text{Ok!}$$

- Untuk pelat dengan sisi tidak menerus

$$B_e \leq B_w + 4h_f$$

$$880 \leq 400 + 4.120$$

$$880 \leq 880 \rightarrow \text{Ok!}$$

Kemudian untuk perhitungan rasio rata-rata kekakuan balok dengan pelat (α_m) berdasarkan ketentuan SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2019 akan ditunjukkan dalam Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Perhitungan Nilai α_m

Pelat A	B1 1/A-B	B1 A/1-2	B1 2/A-B	B1 B/1-2
B_w (mm)	400	400	400	400
h_f (mm)	120	120	120	120
h_t (mm)	600	600	600	600
h_b (mm)	480	480	480	480
B_e (mm)	880	880	1360	1360
K	1,38	1,38	1,64	1,64
I_b (mm⁴)	9944732903	9944732903	11821699459	11821699459
f_c' (Mpa)	30	30	30	30
E_{cb}	25742,96	25742,96	25742,96	25742,96
b (mm)	6000	5000	6000	5000
I_p (mm⁴)	864000000	720000000	864000000	720000000
E_{cp}	25742,96	25742,96	25742,96	25742,96
α	11,51	13,81	13,68	16,42
α_m	13,86			

Sumber: Dokumen Pribadi

4.1.3. Perhitungan Tebal Pelat Lantai

Perhitungan tebal pelat lantai dapat menggunakan persamaan yang ada pada Tabel 2.1 dan hasil perhitungan ini akan disajikan dalam bentuk tabel seperti Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Perhitungan Tebal Pelat

Tebal Pelat	SNI 1726:2002	SNI 1726:2019
I_x (mm)	6000	6000
I_y	5000	5000
F_y	420	420
β	1,2	1,2
h	138,4615385	141,025641
$h_{dipakai}$	140	140

Sumber: Dokumen Pribadi

Berdasarkan Tabel 4.3, hasil h yang didapatkan menggunakan SNI 1726:2002 dan SNI 1726:2019 tidak jauh berbeda sehingga tebal pelat keduanya dibulatkan menjadi 140 mm.



4.2. Pembebanan Pada Struktur Gedung

4.2.1. Pembebanan Pada Pelat

Pelat yang dihitung pada struktur ini meliputi:

1. Pelat lantai

a. Beban mati

- Beban sendiri pelat lantai (14 cm) $= 0,14 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,36 \text{ kN/m}^2$
- Beban spesi penutup lantai (2 cm) $= 0,02 \times 22 \text{ kN/m}^3 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Beban plafond dan penggantung $= 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Beban mekanikal dan elektrikal $= 0,2 \text{ kN/m}^2$
- Beban *waterproofing* $= \underline{0,5 \text{ kN/m}^2}$
 $= 4,9 \text{ kN/m}^2$

b. Beban hidup

- Beban hidup pelat fungsi kantor $= 2,4 \text{ kN/m}^2$

2. Pelat atap

a. Beban mati

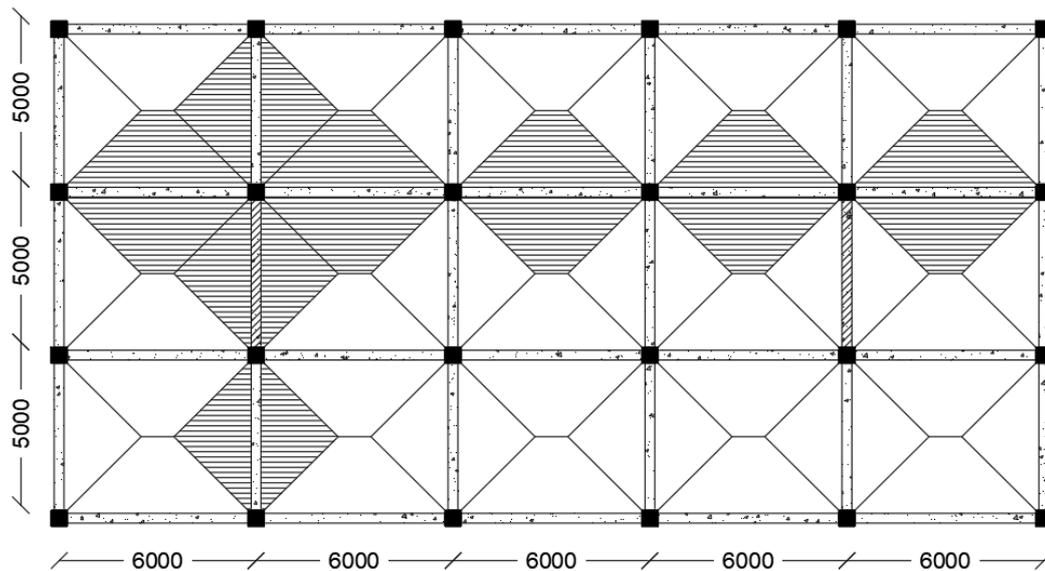
- Beban sendiri pelat atap (14 cm) $= 0,14 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,36 \text{ kN/m}^2$
- Beban aspal (2 cm) $= 2 \times 0,14 \text{ kN/m}^2 = 0,28 \text{ kN/m}^2$
- Beban plafond dan penggantung $= 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Beban mekanikal dan elektrikal $= 0,2 \text{ kN/m}^2$
- Beban *waterproofing* $= \underline{0,5 \text{ kN/m}^2}$
 $= 4,74 \text{ kN/m}^2$

b. Beban hidup

- Beban hidup pelat fungsi atap $= 0,96 \text{ kN/m}^2$

4.2.2. Distribusi Beban Pelat Dua Arah Pada Balok

Dari beban pelat yang telah dihitung akan dilakukan distribusi beban pada balok secara dua arah. Untuk pendistribusiannya dapat dilihat pada Gambar 4.6.



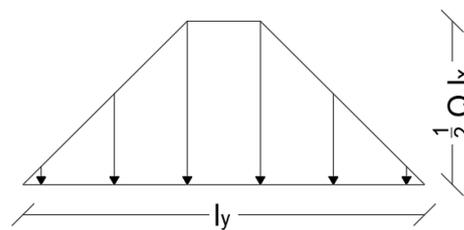
Gambar 4.6 Pendistribusian Beban Pelat Dua Arah pada Balok

Sumber: Dokumen Pribadi

Analisa Ekuivalen Beban yang Bekerja

1. Perhitungan Beban Ekuivalen 1 (Q_{ekv1})

Beban ekuivalen 1 merupakan hasil distribusi dari beban trapesium seperti pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7 Beban Trapesium

Sumber: Dokumen Pribadi

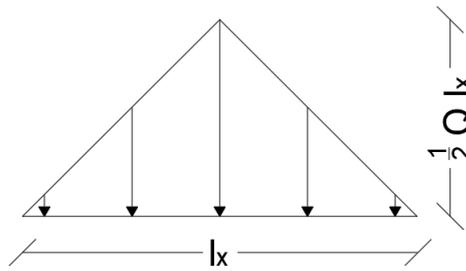
$$Q_{ekv1} = \frac{1}{2} \times Q \times \frac{l_x}{l_y^2} \left(l_y^2 - \frac{1}{3} \times l_x^2 \right)$$

$$Q_{ekv1} = \frac{1}{2} \times Q \times \frac{5}{6^2} \left(6^2 - \frac{1}{3} \times 5^2 \right)$$

$$Q_{ekv1} = 1,921Q$$

2. Perhitungan Beban Ekuivalen 2 (Q_{ekv2})

Beban ekuivalen 2 merupakan hasil distribusi dari beban segitiga seperti pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8 Beban Segitiga

Sumber: Dokumen Pribadi

$$Q_{ekv2} = \frac{1}{3} \times Q \times l_x$$

$$Q_{ekv2} = \frac{1}{3} \times Q \times 5$$

$$Q_{ekv2} = 1,667Q$$

Penyaluran beban trapesium untuk beban mati pada portal arah x lantai 1 sampai 8 adalah sebagai berikut:

$$Q_{\text{balok tepi portal x}} = Q_{ekv1}$$

$$Q_{\text{balok tengah portal x}} = 2 \times Q_{ekv1}$$

$$Q_{\text{balok tepi portal y}} = Q_{ekv2}$$

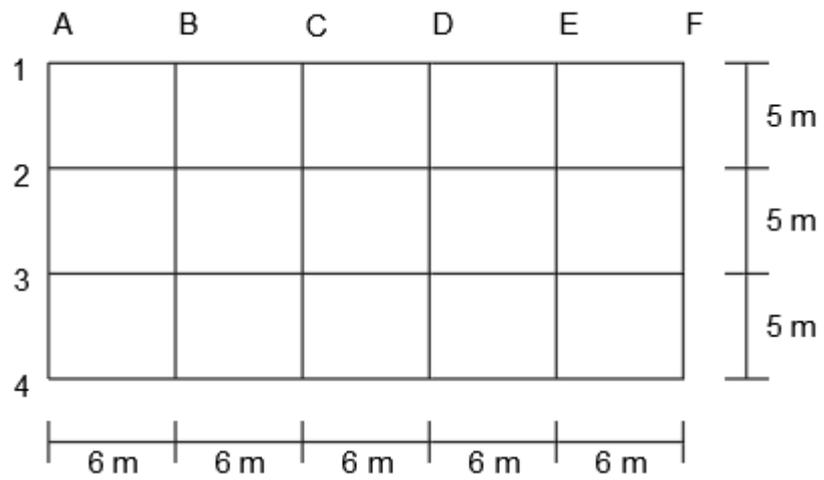
$$Q_{\text{balok tengah portal y}} = 2 \times Q_{ekv2}$$

4.2.3. Perhitungan Beban Gempa

Untuk perhitungan beban gempa digunakan metode analisis respons spektrum dengan data sebagai berikut:

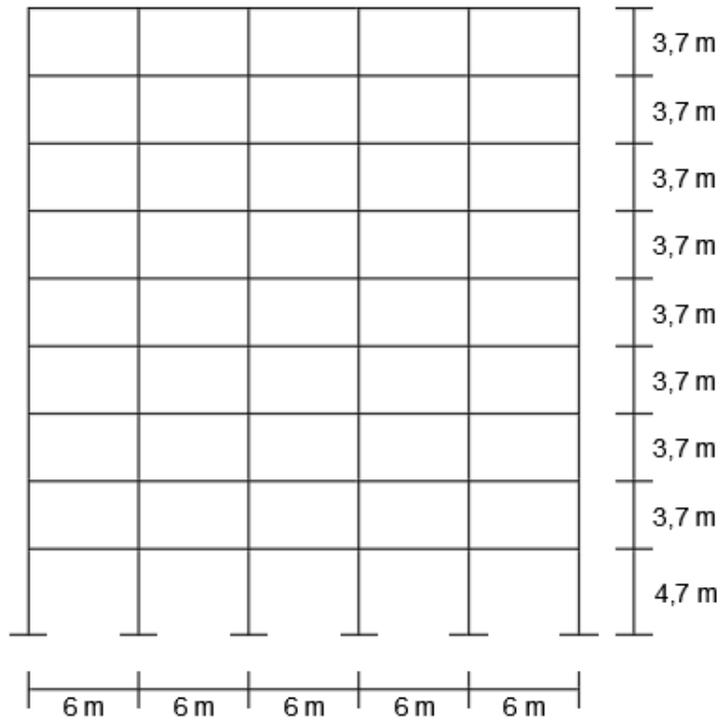
- Lokasi bangunan : Jakarta Barat
- Fungsi bangunan : Gedung perkantoran
- Kondisi tanah : Tanah sedang
- Tebal pelat lantai : 140 mm
- Tebal pelat atap : 140 mm
- Mutu beton (f_c') : 30 MPa
- Mutu baja (f_y) : 420 MPa
- Dimensi balok : 300 mm x 500 mm
- Dimensi kolom : 500 mm x 500 mm

Dari data diatas akan dihitung berat total bangunan dengan menghitung berat bangunan tiap lantai berdasarkan Gambar 4.9 sampai dengan Gambar 4.11.

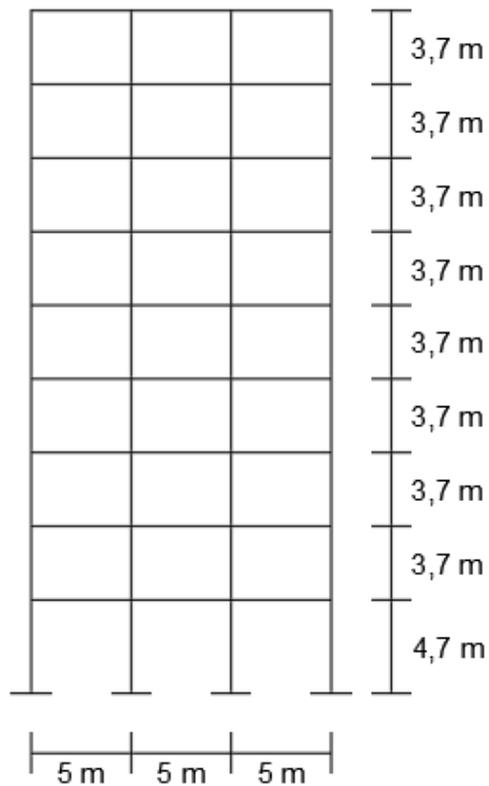


Gambar 4.9 Denah Bangunan

Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.10 Portal 1-1 Arah X



Gambar 4.11 Portal A-A Arah Y

Sumber: Dokumen Pribadi

Beban tiap lantai yang dihitung adalah beban kolom, balok, pelat, dinding geser, dan beban hidup.

Beban Lantai 1

- Beban Kolom

$$= ((0,6 \times 0,6 \times 4,7) + (0,6 \times 0,6 \times 1,85)) \times 24 \times 24$$

$$= 1358,2 \text{ kN}$$
- Beban Balok

$$= ((0,4 \times 0,6 \times 5,4 \times 20) + (0,4 \times 0,6 \times 4,4 \times 16)) \times 24$$

$$= 1027,6 \text{ kN}$$
- Beban Pelat

$$= 4,9 \times 30 \times 15$$

$$= 2205 \text{ kN}$$
- Beban Dinding Geser

$$= 0,3 \times 24 \times 2 \times 4,4 \times (4,7 + 1,85)$$

$$= 415 \text{ kN}$$

- Beban Hidup
 $= 2,4 \times 30 \times 15$
 $= 1080 \text{ kN}$

Beban Lantai 2-8

- Beban Kolom
 $= ((0,6 \times 0,6 \times 1,85) + (0,6 \times 0,6 \times 1,85)) \times 24 \times 24$
 $= 767,2 \text{ kN}$
- Beban Balok
 $= ((0,4 \times 0,6 \times 5,4 \times 20) + (0,4 \times 0,6 \times 4,4 \times 16)) \times 24$
 $= 1027,6 \text{ kN}$

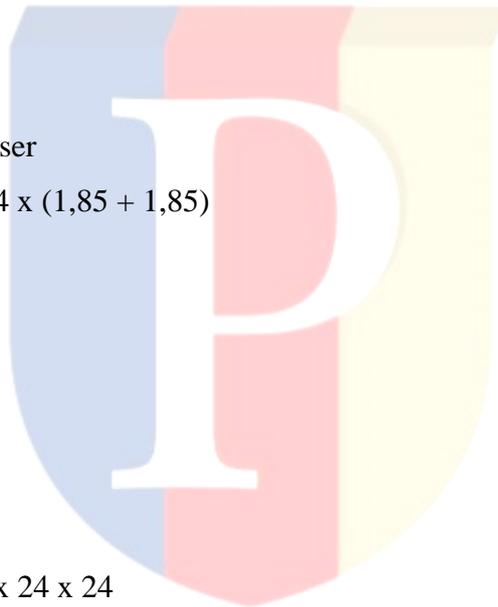
- Beban Pelat
 $= 4,9 \times 30 \times 15$
 $= 2205 \text{ kN}$

- Beban Dinding Geser
 $= 0,3 \times 24 \times 2 \times 4,4 \times (1,85 + 1,85)$
 $= 234,4 \text{ kN}$

- Beban Hidup
 $= 2,4 \times 30 \times 15$
 $= 1080 \text{ kN}$

Beban Lantai 9

- Beban Kolom
 $= 0,6 \times 0,6 \times 1,85 \times 24 \times 24$
 $= 383,6 \text{ kN}$
- Beban Balok
 $= ((0,4 \times 0,6 \times 5,4 \times 20) + (0,4 \times 0,6 \times 4,4 \times 16)) \times 24$
 $= 1027,6 \text{ kN}$
- Beban Pelat
 $= 4,74 \times 30 \times 15$
 $= 2133 \text{ kN}$
- Beban Dinding Geser
 $= 0,3 \times 24 \times 2 \times 4,4 \times 1,85$
 $= 117,2 \text{ kN}$



- Beban Hidup
- = $0,96 \times 30 \times 15$
- = 432 kN

Kemudian untuk penjumlahan keseluruhan beban dapat dilihat dalam Tabel 4.4

Tabel 4.4 Berat Total Bangunan Tiap Lantai

Beban yang Bekerja	Lantai 1	Lantai 2	Lantai 3	Lantai 4	Lantai 5	Lantai 6	Lantai 7	Lantai 8	Lantai 9
Kolom	1358,2	767,2	767,2	767,2	767,2	767,2	767,2	767,2	383,6
Balok	1027,6	1027,5	1027,5	1027,5	1027,5	1027,5	1027,5	1027,5	1027,5
Pelat	2205	2205	2205	2205	2205	2205	2205	2205	2133
Dinding Geser	415	234,4	234,4	234,4	234,4	234,4	234,4	234,4	117,2
Total Beban Mati	5005,8	4234,2	4234,2	4234,2	4234,2	4234,2	4234,2	4234,2	3661,4
Beban Hidup	1080	1080	1080	1080	1080	1080	1080	1080	432
Total Beban Hidup	1080	1080	1080	1080	1080	1080	1080	1080	432
Total Beban	6085,8	5314,2	5314,2	5314,2	5314,2	5314,2	5314,2	5314,2	4093,4

Sumber: Olahan Pribadi

Selanjutnya setelah mendapatkan nilai berat total bangunan akan dihitung periode getar fundamentalis dengan menggunakan rumus empiris (T_1) berdasarkan SNI 1726:2002 dan SNI 1726:2019. Dikarenakan sistem struktur yang digunakan adalah sistem ganda rangka beton pemikul momen khusus dan dinding geser, maka nilai periode fundamentalisnya akan memiliki 2 nilai. Untuk T_1 dengan sistem struktur rangka beton pemikul momen berada pada sumbu x, maka selanjutnya akan disebut sebagai T_{1X} . Kemudian, untuk T_1 dengan sistem struktur dinding geser berada pada sumbu y, maka selanjutnya akan disebut sebagai T_{1Y} . Untuk perhitungan T_{1X} dan T_{1Y} dari masing-masing peraturan dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Perhitungan T_{1X} dan T_{1Y} berdasarkan SNI 1726:2002 dan SNI 1726:2019

	SNI 1726:2002	SNI 1726:2019
T_{1X}	$0,0731 \times h^{3/4}$	$C_t \times h_n^x$
	$0,0731 \times 34,3^{3/4}$	$0,0466 \times 34,3^{0,9}$
	1,04 detik	1,22 detik
T_{1Y}	$0,0488 \times h^{3/4}$	$C_t \times h_n^x$
	$0,0488 \times 34,3^{3/4}$	$0,0488 \times 34,3^{0,75}$
	0,69 detik	0,69 detik

Sumber: Dokumen Pribadi

Berdasarkan nilai T_{1X} dan T_{1Y} yang didapatkan pada Tabel 4.5 akan dilakukan pengecekan terhadap $\zeta \times n$.

$$\text{Kontrol: } T_{1(X,Y)} < (\zeta \times n = 0,18 \times 9 = 1,62)$$

Dikarenakan nilai $T_{1(X,Y)}$ yang didapatkan masih lebih kecil dari pada $\zeta \times n$ maka, nilai T_{1X} dan T_{1Y} dapat digunakan.

Setelah mendapatkan nilai periode getar fundamentalis akan dilanjutkan dengan perhitungan gaya geser dasar untuk masing-masing arah gempa berdasarkan SNI 1726:2002 dan SNI 1726:2019.

SNI 1726:2002

Berdasarkan peraturan ini, penentuan gaya geser dasar masing-masing arah memerlukan nilai faktor respons spektrum gempa (C_1). Untuk arah X selanjutnya akan disebut sebagai C_{1X} dan untuk arah Y selanjutnya akan disebut sebagai C_{1Y} . Penentuan nilai C_1 didasarkan pada nilai $T_{1(X,Y)}$ yang didapatkan pada perhitungan sebelumnya. Dikarenakan nilai $T_{1(X,Y)}$ yang didapatkan lebih besar dari nilai T_c (0,6 detik), maka perhitungan C_1 dapat menggunakan persamaan 2-12. Untuk perhitungan nilai C_{1X} dan C_{1Y} dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Nilai C_{1X} dan C_{1Y}

C_{1X}	C_{1Y}
$0,345/T_{1X}$	$0,345/T_{1Y}$
$0,345/1,04$	$0,345/0,69$
0,33	0,5

Sumber: Dokumen Pribadi

Selain membutuhkan nilai C_1 perhitungan gaya geser dasar juga memerlukan nilai faktor keutamaan gempa (I) berdasarkan fungsi bangunan. Nilai faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada Tabel 2.9 dimana untuk gedung dengan fungsi perkantoran memiliki nilai I_1 sebesar 1,0 dan I_2 sebesar 1,0. Maka untuk nilai I akan didapat sebagai berikut:

$$I = I_1 \times I_2$$

$$I = 1,0 \times 1,0$$

$$I = 1,0$$

Selanjutnya setelah mendapatkan nilai C_1 dan I , terdapat satu nilai lagi yang perlu diketahui yaitu nilai faktor reduksi gempa (R) yang nilainya dapat dilihat pada Tabel 2.11. Dimana untuk sistem struktur ganda yang menggunakan dinding geser beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang memiliki nilai μ_m sebesar 5,2 dan R_m sebesar 8,5. Ketentuan yang perlu diperhatikan adalah bahwa nilai μ dan R tidak boleh melebihi nilai maksimumnya. Oleh karena itu struktur akan dianggap daktail parsial dengan nilai $\mu = 5,0$ dan $R = 8,0$.

Setelah semua nilai didapatkan, perhitungan gaya geser dasar nominal (V) untuk masing masing arah gempa baru dapat dilakukan berdasarkan persamaan 2-23. Untuk arah X selanjutnya akan disebut sebagai V_X dan untuk arah Y selanjutnya akan disebut sebagai V_Y . Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Perhitungan V_X dan V_Y Berdasarkan SNI 1726:2002

V_X	V_Y
$\frac{C_{1X} \cdot I}{R} \cdot W_t$	$\frac{C_{1Y} \cdot I}{R} \cdot W_t$
$\frac{0,33 \times 1,0}{8,0} \times 47378,95$	$\frac{0,5 \times 1,0}{8,0} \times 47378,95$
1954,38 kN	2961,18 kN

Sumber: Dokumen Pribadi

SNI 1726:2019

Berdasarkan peraturan ini, perhitungan gaya geser dasar seismik untuk masing-masing arah memerlukan nilai C_s yang dapat dihitung berdasarkan persamaan 2-26 dimana terdapat batasan maksimum dan minimum sesuai dengan periode yang telah didapatkan sebelumnya. Dikarenakan nilai $T_{1(X,Y)}$ yang didapatkan lebih kecil dari nilai T_L (20 detik), maka perhitungan batasan maksimum C_s dapat dihitung menggunakan persamaan 2-27. Kemudian untuk batasan minimum C_s dapat dihitung menggunakan persamaan 2-29 dikarenakan nilai S_1 yang telah didapatkan sebelumnya lebih kecil dari 0,6g. Untuk arah X nilai C_s selanjutnya akan disebut sebagai C_{sx} dan untuk arah Y nilai C_s selanjutnya akan disebut sebagai C_{sy} . Adapun nilai-nilai yang dibutuhkan untuk menghitung nilai C_s adalah nilai SDS dimana nilai ini telah dihitung pada subsubbab 3.3.2. yaitu sebesar 0,629, nilai faktor

modifikasi respon (R) yang dapat dilihat pada Tabel 2.16 yaitu untuk sistem struktur rangka beton pemikul momen khusus adalah 8 dan pada sistem struktur dinding geser adalah 5, serta nilai faktor keutamaan gempa yang dapat dilihat pada Tabel 2.12 dimana untuk gedung dengan fungsi perkantoran nilai kategori risikonya adalah II dan faktor keutamaan gempa (I_e) untuk kategori risiko II berdasarkan Tabel 2.13 adalah 1. Selanjutnya untuk perhitungan nilai C_s beserta batasan maksimum dan minimumnya akan dimuat dalam Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Perhitungan Nilai C_s dan Batasannya

C_{sx}	$= \frac{S_{DS}}{R} = \frac{0,629}{8} = 0,079$
C_{sxmax}	$= \frac{S_{DS}}{T \times \frac{R}{I_e}} = \frac{0,629}{1,224 \times \frac{8}{1}} = 0,064$
C_{sxmin}	$= 0,044 \times S_{DS} \times I_e = 0,044 \times 0,629 \times 1 = 0,028$
C_{sy}	$= \frac{S_{DS}}{R} = \frac{0,629}{5} = 0,126$
C_{symax}	$= \frac{S_{DS}}{T \times \frac{R}{I_e}} = \frac{0,629}{0,692 \times \frac{5}{1}} = 0,182$
C_{symin}	$= 0,044 \times S_{DS} \times I_e = 0,044 \times 0,629 \times 1 = 0,028$

Sumber: Dokumen Pribadi

Berdasarkan hasil perhitungan pada Tabel 4.8 didapatkan nilai C_{sx} sebesar 0,064 dan C_{sy} sebesar 0,126. Nilai ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya geser dasar seismik (V) pada masing-masing arah dengan menggunakan persamaan 2-26. Untuk arah X akan disebut sebagai V_x dan untuk arah Y akan disebut sebagai V_y . Perhitungannya dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Perhitungan V_x dan V_y Berdasarkan SNI 1726:2019

V_x	V_y
$C_{sx} \times W$	$C_{sy} \times W$
$0,064 \times 47378,95$	$0,126 \times 47378,95$
3032,25 kN	5969,75 kN

Sumber: Dokumen Pribadi

Selanjutnya berdasarkan kedua peraturan tersebut akan dihitung distribusi beban gempa yang bekerja pada struktur.

SNI 1726:2002

Berdasarkan peraturan ini, gaya seismik lateral (F_i) dapat dihitung menggunakan persamaan 2-24 pada masing-masing arah. Untuk arah X selanjutnya akan disebut sebagai F_{iX} dan untuk arah Y selanjutnya akan disebut sebagai F_{iY} . Perhitungan untuk masing-masing F_{iX} dan F_{iY} dapat dilihat pada Tabel 4.10 dan Tabel 4.11.

Tabel 4.10 Perhitungan F_{iX} Berdasarkan SNI 1726:2002

Tingkat	W_i	Z_i	$W_i \cdot Z_i$	V_X	F_{iX}
9	4093,416	34,3	140404,2	1954,38	306,8005
8	5314,248	30,6	162616	1954,38	355,3361
7	5314,248	26,9	142953,3	1954,38	312,3706
6	5314,248	23,2	123290,6	1954,38	269,4052
5	5314,248	19,5	103627,8	1954,38	226,4397
4	5314,248	15,8	83965,12	1954,38	183,4742
3	5314,248	12,1	64302,4	1954,38	140,5087
2	5314,248	8,4	44639,68	1954,38	97,54325
1	6085,8	4,7	28603,26	1954,38	62,50167
	47378,95		894402,3		

Sumber: Dokumen Pribadi

Tabel 4.11 Perhitungan F_{iY} Berdasarkan SNI 1726:2002

Tingkat	W_i	z_i	$W_i \cdot z_i$	V_y	F_y
9	4093,416	34,3	140404,2	2961,18	464,849
8	5314,248	30,6	162616	2961,18	538,3877
7	5314,248	26,9	142953,3	2961,18	473,2886
6	5314,248	23,2	123290,6	2961,18	408,1894
5	5314,248	19,5	103627,8	2961,18	343,0902
4	5314,248	15,8	83965,12	2961,18	277,9911
3	5314,248	12,1	64302,4	2961,18	212,8919
2	5314,248	8,4	44639,68	2961,18	147,7927
1	6085,8	4,7	28603,26	2961,18	94,69945
	47378,95		894402,3		

Sumber: Dokumen Pribadi

SNI 1726:2019

Berdasarkan peraturan ini, gaya seismik lateral (F_i) dapat dihitung menggunakan persamaan 2-32 pada masing-masing arah dimana untuk menentukan nilai C_v dapat menggunakan persamaan 2-33 dengan nilai k dapat ditentukan dengan interpolasi nilai antara 1 sampai 2 untuk masing-masing periode. Untuk arah X selanjutnya akan disebut sebagai F_{iX} dan untuk arah Y selanjutnya akan disebut sebagai F_{iY} . Perhitungan untuk masing-masing F_{iX} dan F_{iY} dapat dilihat pada Tabel 4.12 dan Tabel 4.13.

Tabel 4.12 Perhitungan F_{iX} Berdasarkan SNI 1726:2019

Tingkat	W_i	h_i	k	h_i^k	$W_i \cdot h_i^k$	C_{vx}	V_x	F_{iX}
9	4093,416	34,3	1,362	123,3305	504843,2	0,183029	3032,25	554,9908
8	5314,248	30,6	1,362	105,5729	561040,7	0,203404	3032,25	616,7707
7	5314,248	26,9	1,362	88,57733	470721,9	0,170659	3032,25	517,4802
6	5314,248	23,2	1,362	72,40935	384801,2	0,139509	3032,25	423,0247
5	5314,248	19,5	1,362	57,15144	303716,9	0,110112	3032,25	333,886
4	5314,248	15,8	1,362	42,91123	228040,9	0,082676	3032,25	250,6929
3	5314,248	12,1	1,362	29,8369	158560,7	0,057486	3032,25	174,311
2	5314,248	8,4	1,362	18,14966	96451,77	0,034968	3032,25	106,0326
1	6085,8	4,7	1,362	8,229952	50085,84	0,018158	3032,25	55,06102
	47378,95				2758263			

Sumber: Dokumen Pribadi

Tabel 4.13 Perhitungan F_{iY} Berdasarkan SNI 1726:2019

Tingkat	W_i	h_i	k	h_i^k	$W_i \cdot h_i^k$	C_{vy}	V_y	F_y
9	4093,416	34,3	1,096	48,15954	197137	0,163914	5969,75	978,525
8	5314,248	30,6	1,096	42,49626	225835,7	0,187776	5969,75	1120,976
7	5314,248	26,9	1,096	36,89848	196087,7	0,163041	5969,75	973,3163
6	5314,248	23,2	1,096	31,37436	166731,1	0,138632	5969,75	827,5997
5	5314,248	19,5	1,096	25,9345	137822,4	0,114595	5969,75	684,1061
4	5314,248	15,8	1,096	20,59341	109438,5	0,090995	5969,75	543,2174
3	5314,248	12,1	1,096	15,37208	81691,07	0,067924	5969,75	405,4882
2	5314,248	8,4	1,096	10,3041	54758,55	0,04553	5969,75	271,8038
1	6085,8	4,7	1,096	5,452796	33184,63	0,027592	5969,75	164,7178
	47378,95				1202687			

Sumber: Dokumen Pribadi

4.3. Analisis Struktur

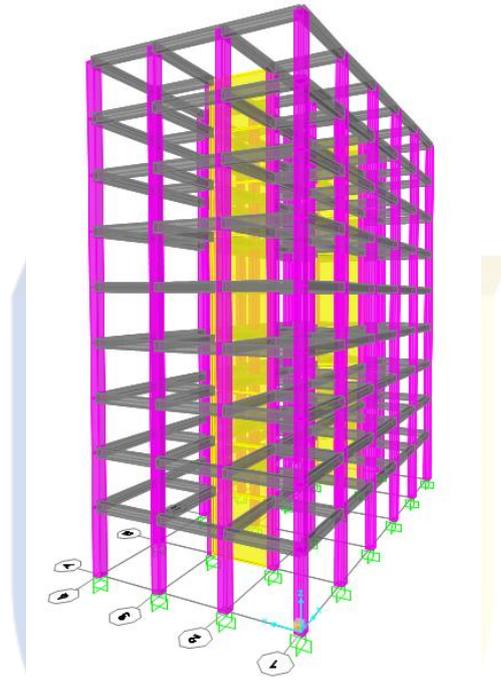
4.3.1. Permodelan Struktur Bangunan

Asumsi yang digunakan dalam permodelan struktur ini adalah sebagai berikut:

- Tumpuan dianggap sebagai jepit;
- Pada arah memanjang menggunakan SRMPK;

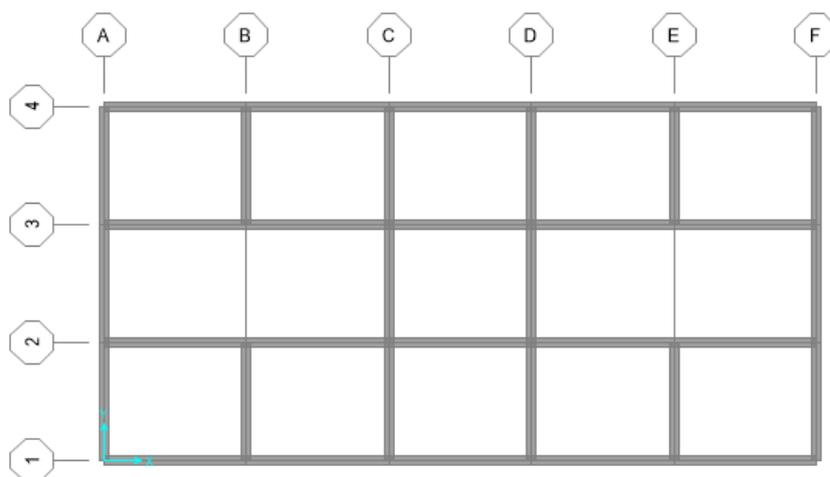
- Pada arah pendek menggunakan Sistem ganda dengan dinding geser beton bertulang khusus;
- Momen inersia dan luas komponen struktur dihitung berdasarkan Tabel 6.6.3.1.1(a) SNI 2847:2019.

Kemudian untuk hasil permodelan dapat dilihat pada Gambar 4.12 sampai dengan Gambar 4.15.



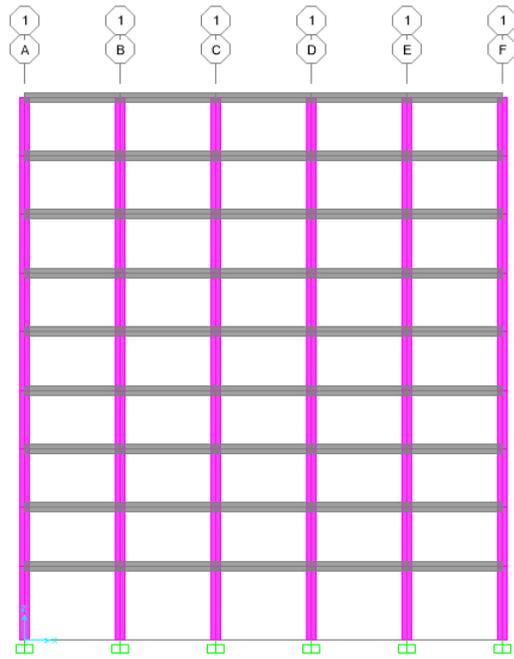
Gambar 4.12 Permodelan Struktur Secara 3 Dimensi

Sumber: Dokumen Pribadi



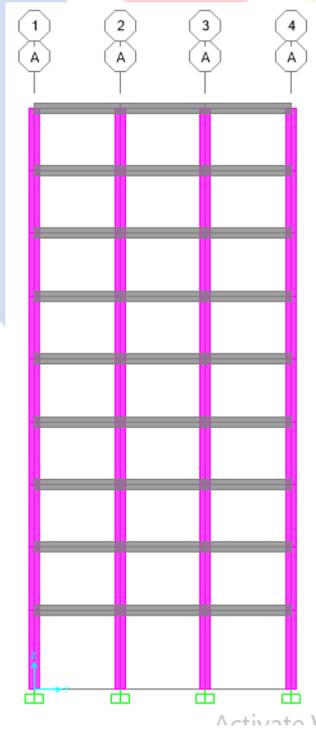
Gambar 4.13 Tampak Atas

Sumber: Dokumen Pribadi



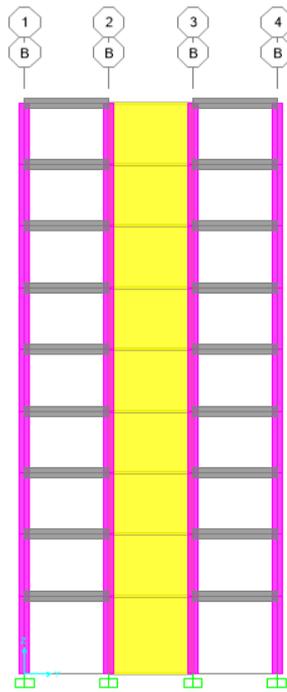
Gambar 4.14 Permodelan Struktur Arah X

Sumber: Dokumen Pribadi



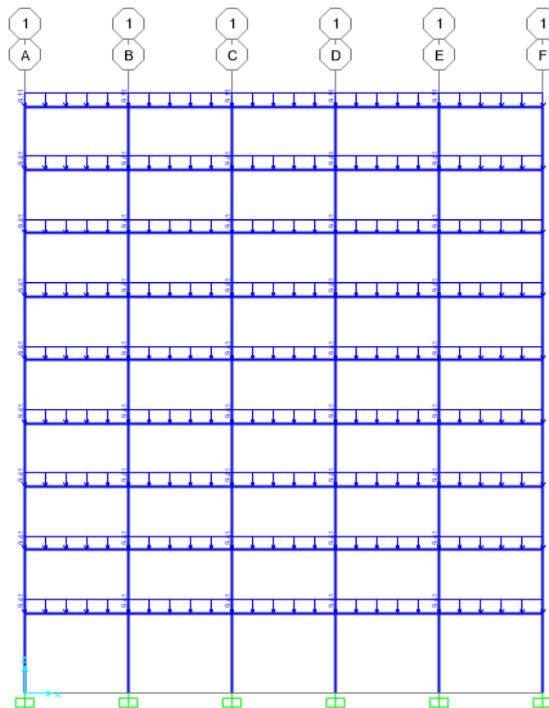
Gambar 4.15 Permodelan Struktur Arah Y

Sumber: Dokumen Pribadi



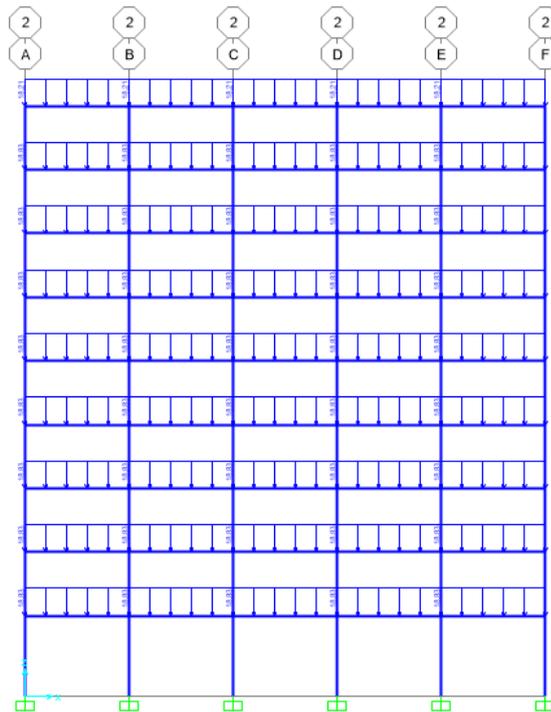
Gambar 4.16 Permodelan Struktur Dengan Dinding Geser

4.3.2. Pembebanan Struktur Bangunan



Gambar 4.17 Pembebanan Beban Mati pada Balok Tepi Arah X

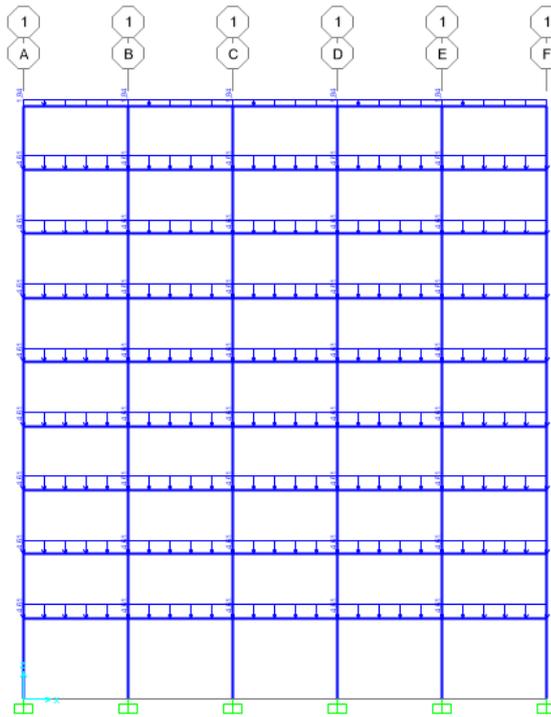
Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.18 Pembebanan Beban Mati pada Balok Tengah Arah X

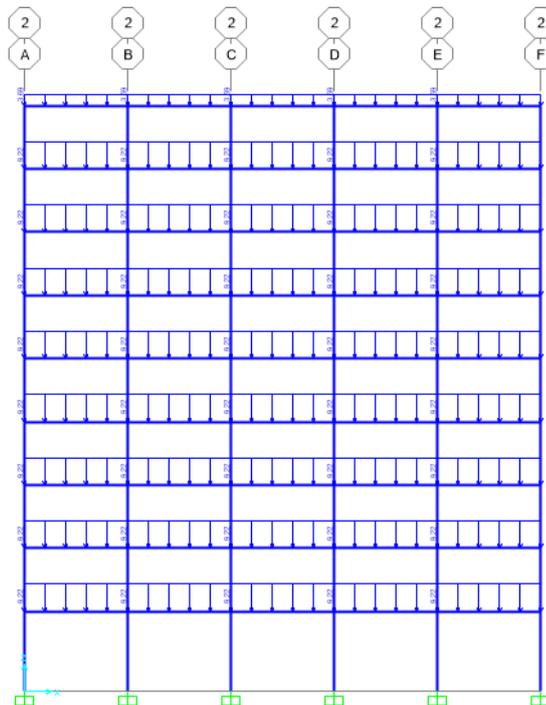
Sumber: Dokumen Pribadi

Berdasarkan Gambar 4.16 dan Gambar 4.17, terlihat bahwa pembebanan beban mati pada balok tepi arah x mempunyai beban yang lebih kecil dari pada pembebanan beban mati pada balok tengah arah x. Hal ini disebabkan karena balok tengah menerima 2 beban trapesium dari distribusi beban pelat 2 arah. Sedangkan balok tepi hanya menerima 1 beban trapesium dari distribusi beban pelat 2 arah. Sehingga terlihat jelas pada gambar bahwa beban pada balok tengah lebih besar daripada balok tepi.



Gambar 4.19 Pembebanan Beban Hidup pada Balok Tepi Arah X

Sumber: Dokumen Pribadi



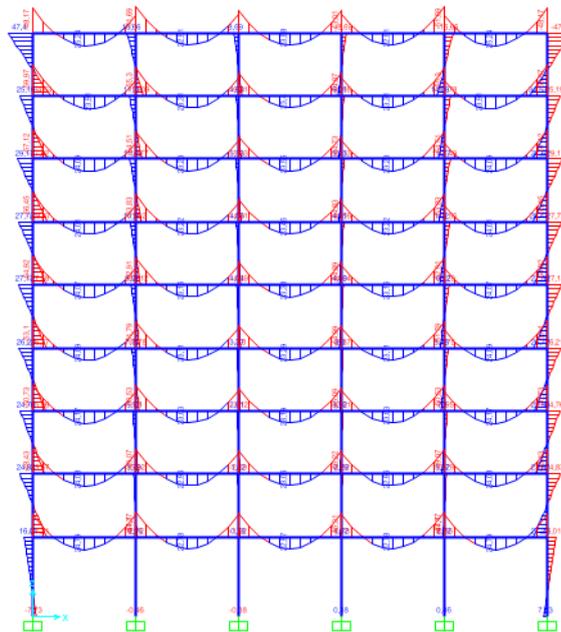
Gambar 4.20 Pembebanan Beban Hidup pada Balok Tengah Arah X

Berdasarkan Gambar 4.19 dan Gambar 4.20, terlihat bahwa pembebanan beban hidup pada balok tepi arah x mempunyai beban yang lebih kecil dari pada

pembebanan beban hidup pada balok tengah arah x. Hal ini disebabkan karena balok tengah menerima 2 beban trapesium dari distribusi beban pelat 2 arah. Sedangkan balok tepi hanya menerima 1 beban trapesium dari distribusi beban pelat 2 arah. Sehingga terlihat jelas pada gambar bahwa beban pada balok tengah lebih besar daripada balok tepi. Selanjutnya, terlihat juga bahwa beban hidup pada lantai atap balok tepi maupun tengah memiliki beban yang lebih kecil pada lantai dibawahnya. Hal ini disebabkan pada bagian lantai atap beban hidup yang perlu diperhitungkan berdasarkan peraturan desain beton memiliki nilai lebih kecil dari bagian lantai dibawahnya dengan fungsi kantor.

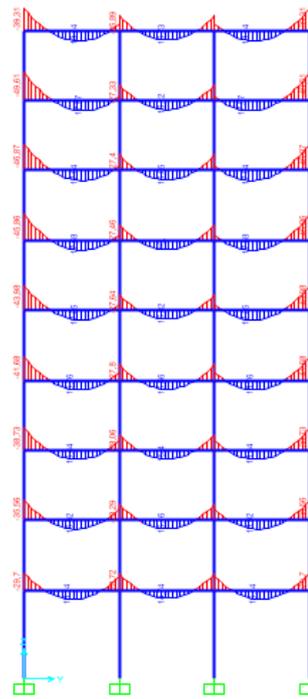
4.3.3. Diagram Momen

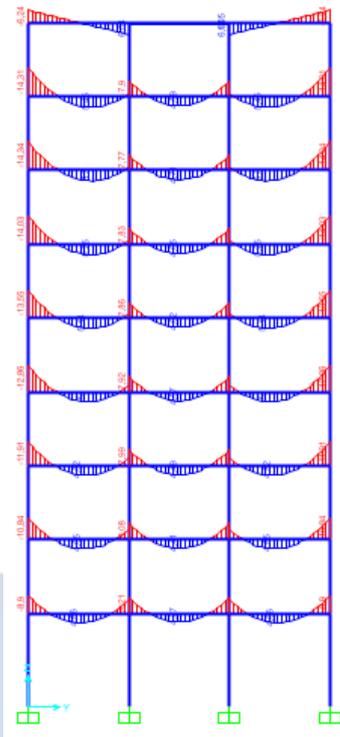
Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan oleh *software* SAP2000, didapatkan diagram momen pada masing-masing arah akibat pembebanan beban mati, beban hidup, gempa, dan kombinasi keseluruhan yang terbesar. Diagram momen ini dapat dilihat pada Gambar 4.21 sampai dengan Gambar 4.26.



Gambar 4.21 Diagram Momen Akibat Pembebanan Beban Mati pada Portal Arah X-Z

Sumber: Dokumen Pribadi

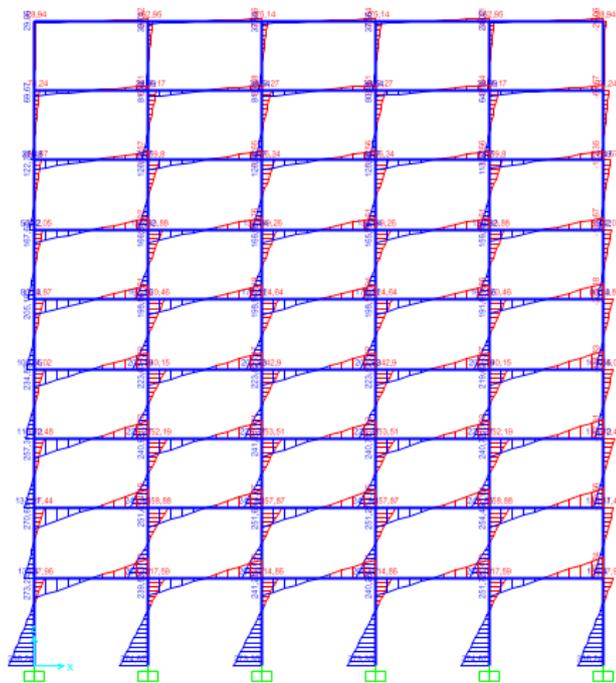




Gambar 4.24 Diagram Momen Akibat Pembebanan Beban Hidup pada Portal

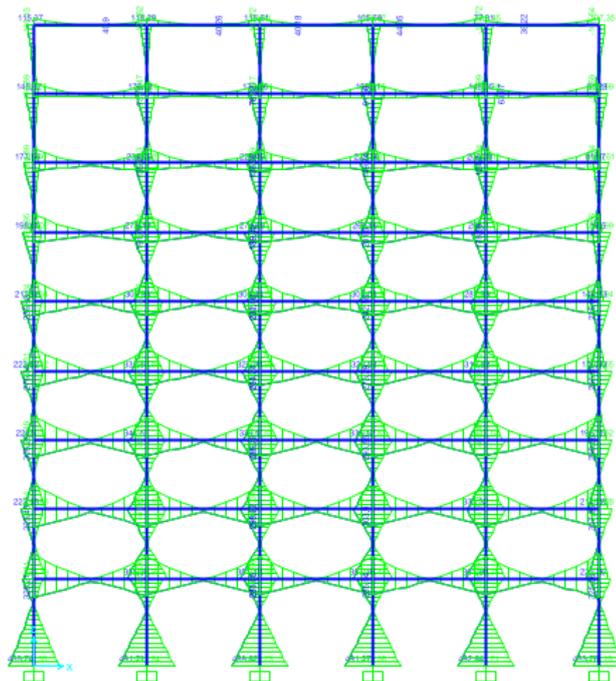
Arah Y-Z

Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.25 Diagram Momen Akibat Pembebanan Gempa pada Portal Arah X-Z

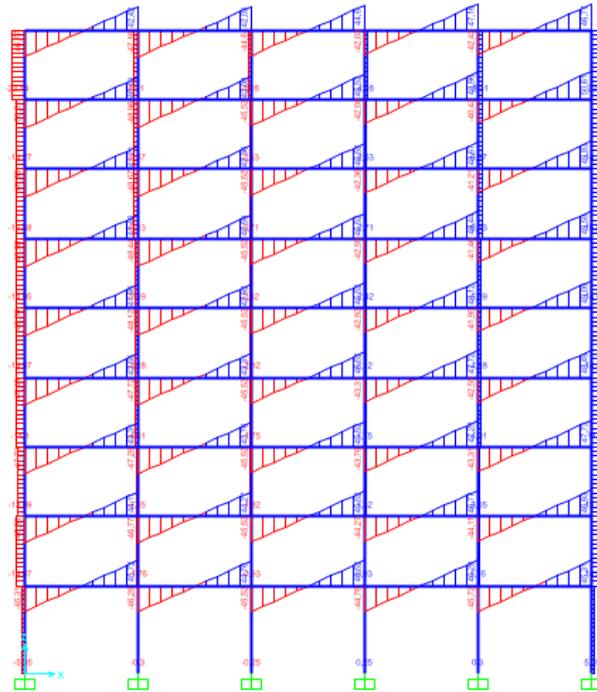
Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.26 Diagram Momen Akibat Pembebanan Gabungan dengan Kombinasi Terbesar pada Portal X-Z
 Sumber: Dokumen Pribadi

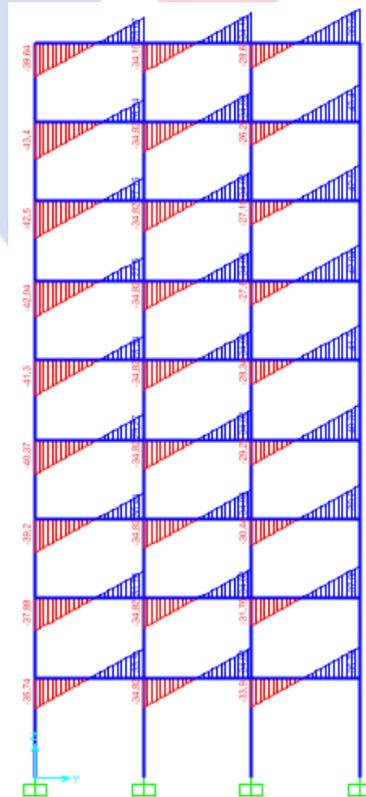
4.3.4. Diagram Geser

Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan oleh *software* SAP2000, didapatkan diagram geser pada masing-masing arah akibat pembebanan beban mati, beban hidup, gempa, dan kombinasi keseluruhan yang terbesar. Diagram geser dapat dilihat pada Gambar 4.27 sampai dengan Gambar 4.32.



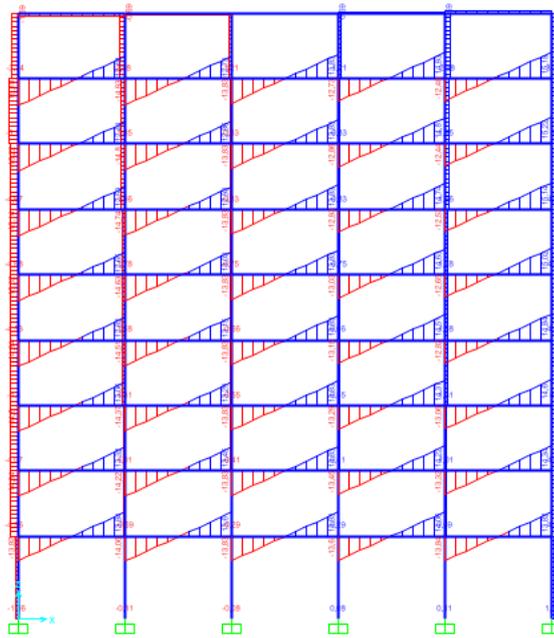
Gambar 4.27 Diagram Geser Akibat Pembebanan Beban Mati pada Portal X-Z

Sumber: Dokumen Pribadi



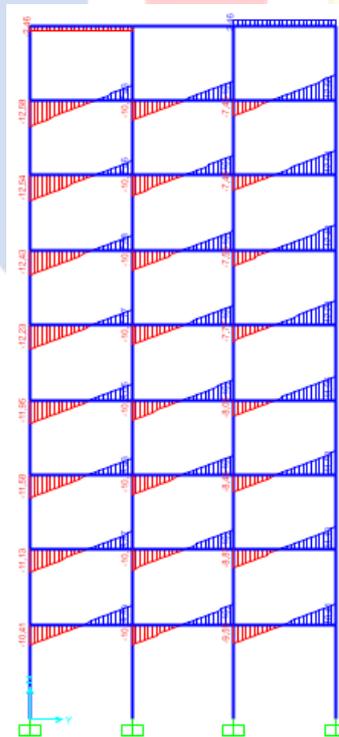
Gambar 4.28 Diagram Geser Akibat Pembebanan Beban Mati pada Portal Y-Z

Sumber: Dokumen Pribadi



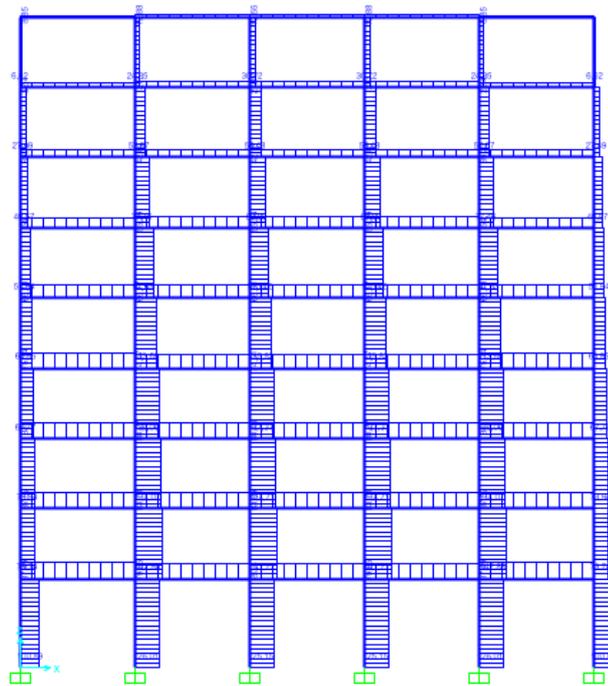
Gambar 4.29 Diagram Geser Akibat Pembebanan Beban Hidup pada Portal Arah
X-Z

Sumber: Dokumen Pribadi



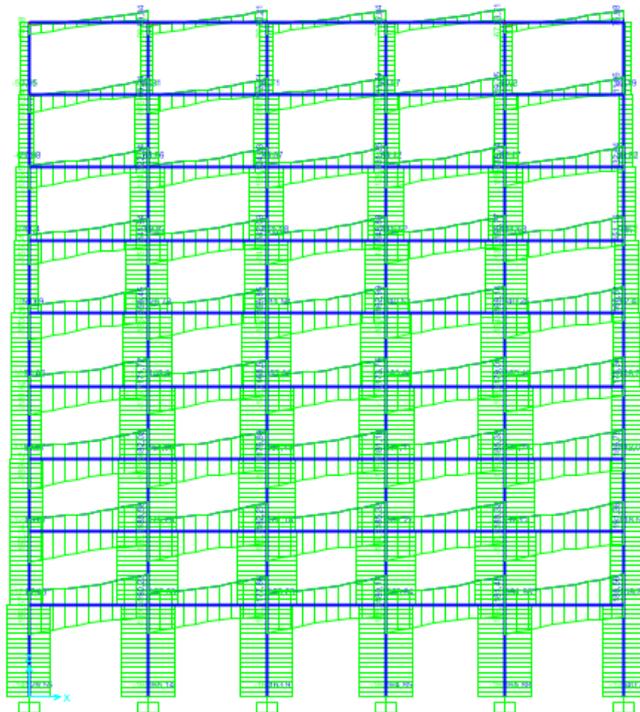
Gambar 4.30 Diagram Geser Akibat Pembebanan Beban Hidup pada Portal Arah
Y-Z

Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.31 Diagram Geser Akibat Pembebanan Gempa pada Portal X-Z

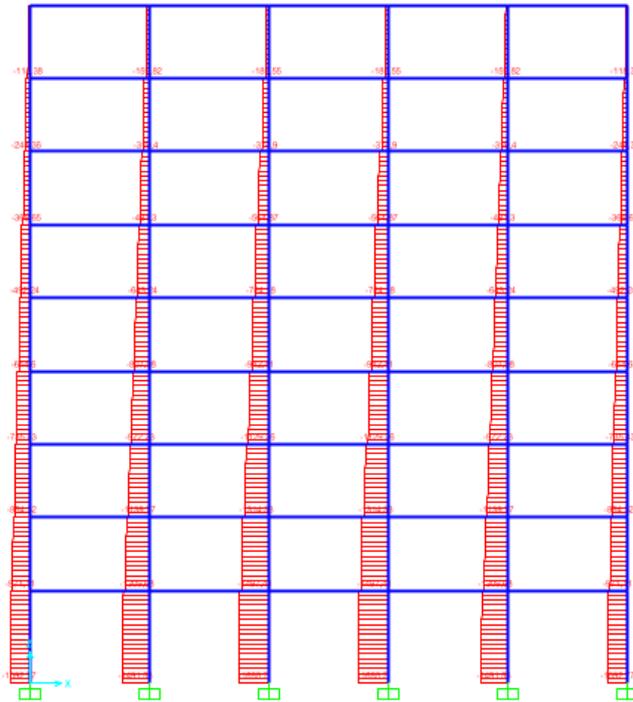
Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.32 Diagram Geser Akibat Pembebanan Gabungan dengan Kombinasi yang Terbesar pada Portal X-Z

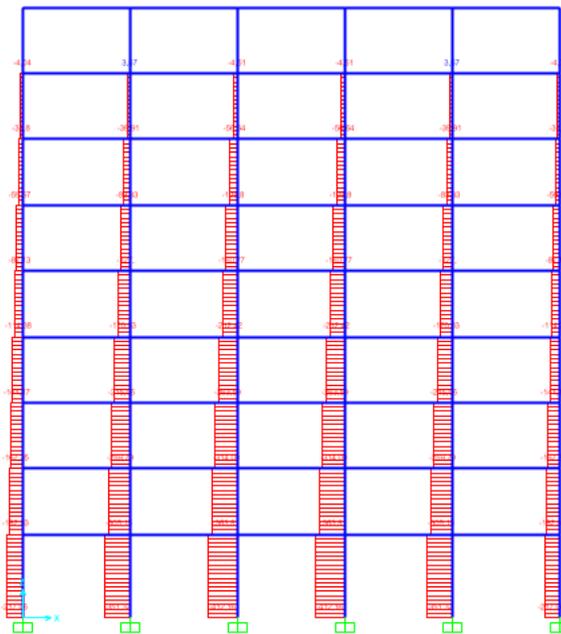
Sumber: Dokumen Pribadi

4.3.5. Diagram Aksial



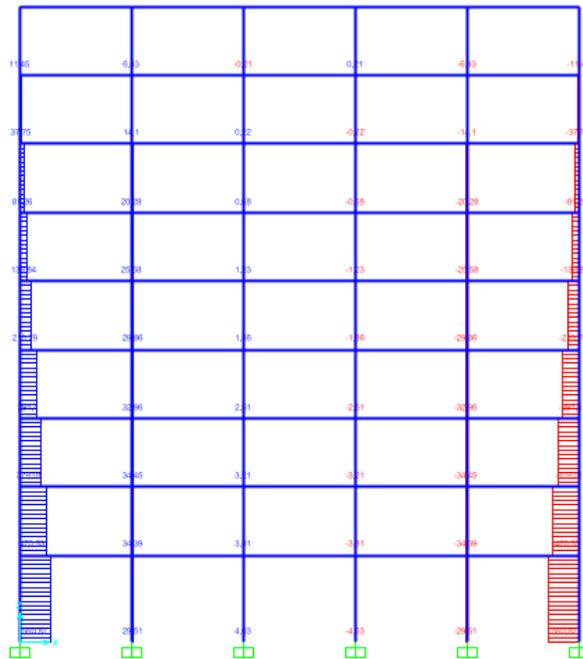
Gambar 4.33 Diagram Aksial Akibat Pembebanan Beban Mati pada Portal X-Z

Sumber: Dokumen Pribadi



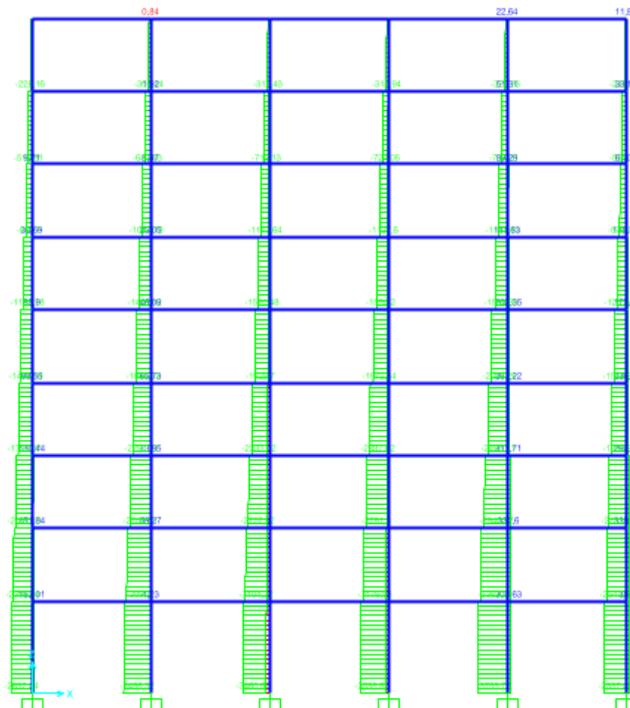
Gambar 4.34 Diagram Aksial Akibat Pembebanan Beban Hidup pada Portal X-Z

Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.35 Diagram Aksial Akibat Pembebanan Gempa pada Portal Arah X-Z

Sumber: Dokumen Pribadi



Gambar 4.36 Diagram Aksial Akibat Pembebanan Gabungan dengan Kombinasi Yang Terbesar pada Portal Arah X-Z

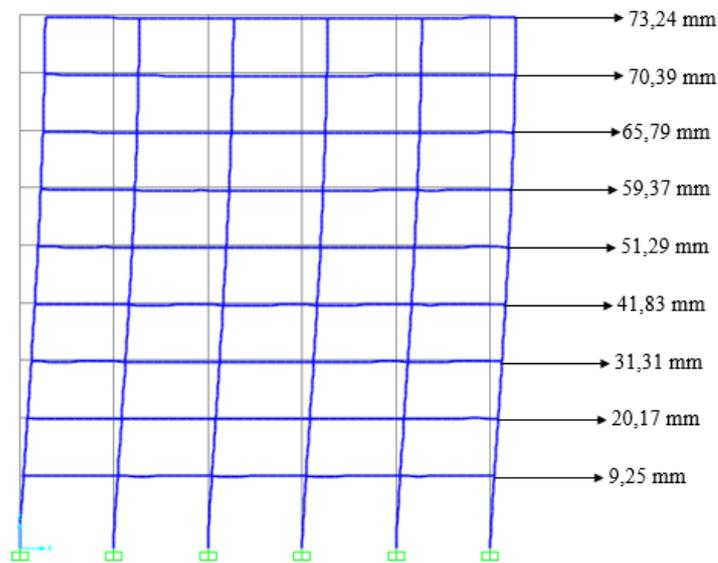
Sumber: Dokumen Pribadi

4.4. Pengecekan Simpangan Antar Lantai

Pengecekan simpangan antar lantai akan dilakukan dengan mengasumsikan struktur dianggap retak. Sehingga, momen inersia pada setiap struktur perlu direduksi berdasarkan ketentuan. Pengecekan ini akan menggunakan 2 peraturan yaitu SNI 1726:2002 dan SNI 1726:2019.

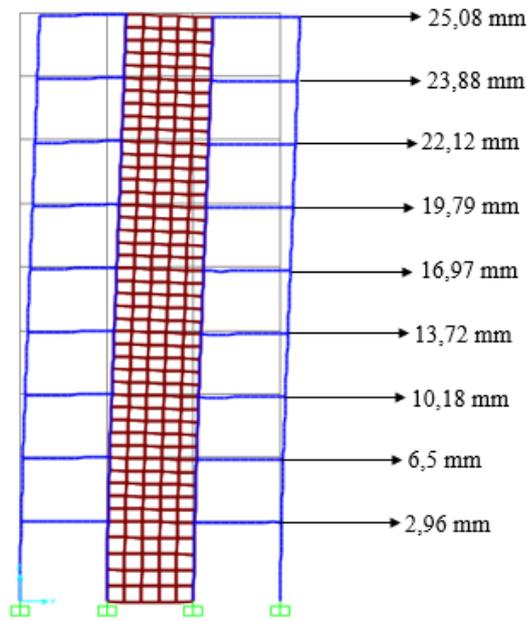
SNI 1726:2002

Berdasarkan pasal 8.1.1 peraturan ini dikatakan bahwa kemampuan layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana dengan tujuan untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan. Kemudian pada pasal 8.1.2 dikatakan bahwa simpangan struktur gedung tidak boleh melewati nilai terkecil dari $0,03/R$ yang dikali dengan tinggi tingkat atau 30 mm. Maka hasil simpangan yang didapatkan dari analisis struktur perlu dilakukan pengecekan terhadap simpangan ijin. Simpangan dari hasil analisis struktur masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 4.37 dan Gambar 4.38.



Gambar 4.37 Simpangan pada Arah X-Z

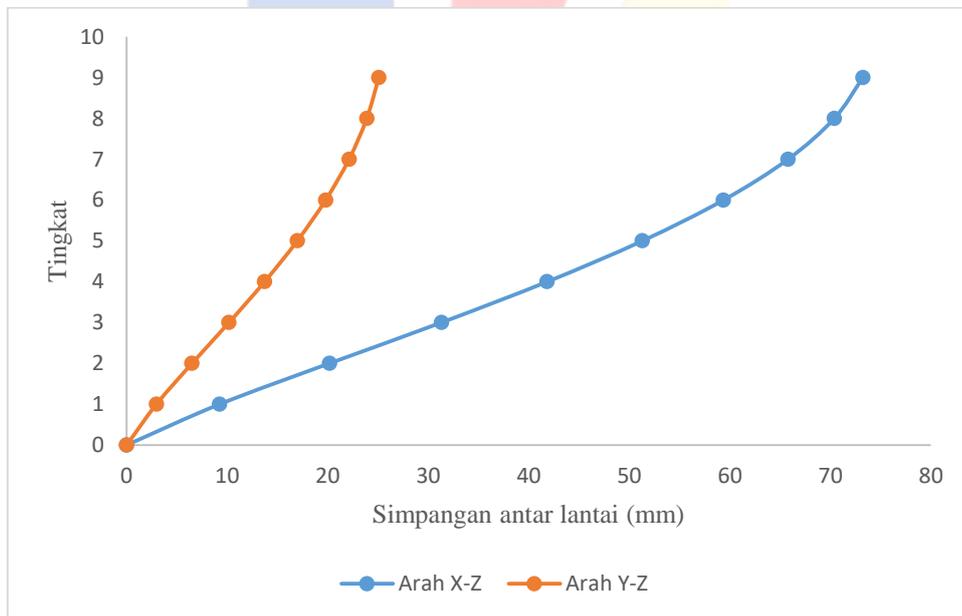
Sumber: Olahan Pribadi



Gambar 4.38 Simpangan pada Arah Y-Z

Sumber: Olahan Pribadi

Berdasarkan simpangan pada Gambar 4.37 dan Gambar 4.38, akan ditunjukkan dalam grafik simpangan pada masing-masing arah seperti pada Gambar 4.39.



Gambar 4.39 Grafik Simpangan pada Arah X-Z dan Y-Z

Sumber: Olahan Pribadi

Dari grafik simpangan akan dicek simpangan antar lantainya terhadap simpangan izin. Pengecekan ini akan ditunjukkan dalam Tabel 4.14 dan Tabel 4.15.

Tabel 4.14 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Terhadap Simpangan Izin Arah X-Z

Tingkat	Tinggi tingkat (m)	Simpangan gedung, δ_x (mm)	Simpangan antar lantai arah X-Z, Δ_x (mm)	Simpangan izin, Δ_a (mm)	Cek
9	3,7	73,24	2,85	13,059	Oke
8	3,7	70,39	4,6	13,059	Oke
7	3,7	65,79	6,42	13,059	Oke
6	3,7	59,37	8,08	13,059	Oke
5	3,7	51,29	9,46	13,059	Oke
4	3,7	41,83	10,52	13,059	Oke
3	3,7	31,31	11,14	13,059	Oke
2	3,7	20,17	10,92	13,059	Oke
1	4,7	9,25	9,25	16,588	Oke
0	0	0	0	0	Oke

Sumber: Olahan Pribadi

Tabel 4.15 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Terhadap Simpangan Izin Arah Y-Z

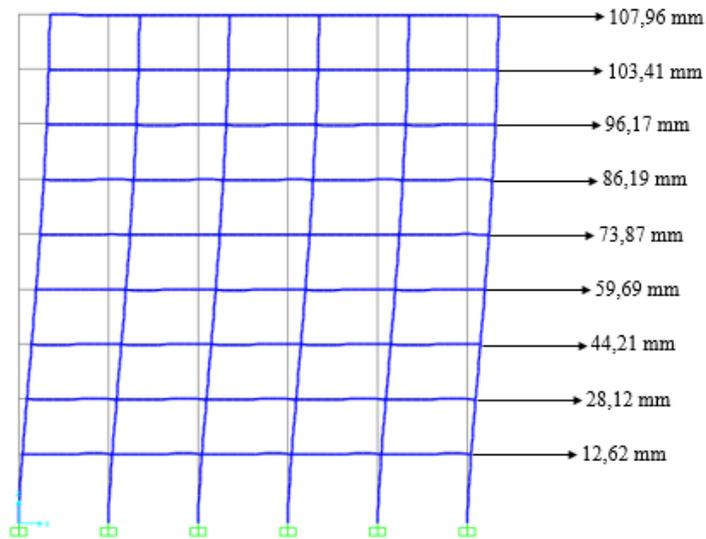
Tingkat	Tinggi tingkat (m)	Simpangan gedung, δ_y (mm)	Simpangan antar lantai arah Y-Z, Δ_y (mm)	Simpangan izin, Δ_a (mm)	Cek
9	3,7	25,08	1,2	13,059	Oke
8	3,7	23,88	1,76	13,059	Oke
7	3,7	22,12	2,33	13,059	Oke
6	3,7	19,79	2,82	13,059	Oke
5	3,7	16,97	3,25	13,059	Oke
4	3,7	13,72	3,54	13,059	Oke
3	3,7	10,18	3,68	13,059	Oke
2	3,7	6,5	3,54	13,059	Oke
1	4,7	2,96	2,96	16,588	Oke
0	0	0	0	0	Oke

Sumber: Olahan Pribadi

Dari hasil pengecekan pada Tabel 4.14 dan Tabel 4.15, terlihat bahwa hasil simpangan antar lantai yang didapatkan lebih kecil daripada simpangan izin. Sehingga, simpangan hasil analisis struktur aman.

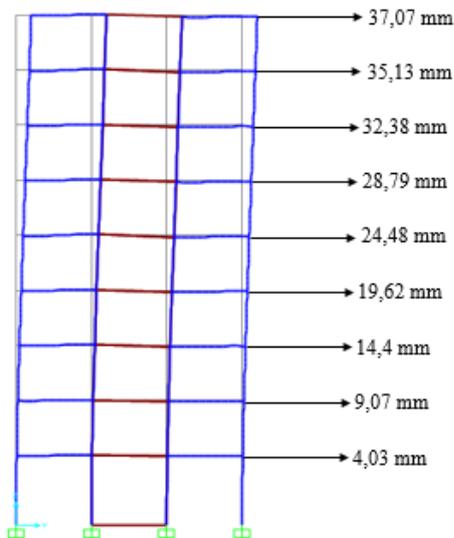
SNI 1726:2019

Berdasarkan pasal 7.8.6 peraturan ini, dikatakan bahwa simpangan antar tingkat yang didapatkan dari hasil analisis tidak boleh lebih besar daripada simpangan izin. Simpangan antar tingkat yang didapatkan harus diperbesar dengan dikalikan nilai c_d dan dibagi dengan faktor keutamaan gempa. Simpangan dari hasil analisis struktur pada masing-masing arah dapat dilihat pada Gambar 4.40 dan Gambar 4.41.



Gambar 4.40 Simpangan pada Arah X-Z

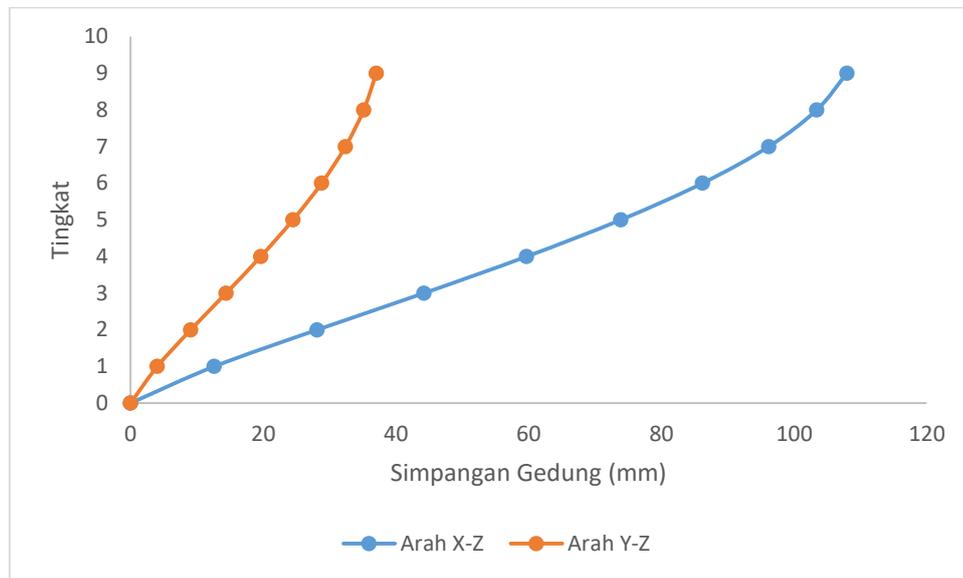
Sumber: Olahan Pribadi



Gambar 4.41 Simpangan pada Arah Y-Z

Sumber: Olahan Pribadi

Berdasarkan simpangan pada Gambar 4.40 dan Gambar 4.41, akan ditunjukkan dalam grafik simpangan pada masing-masing arah seperti pada Gambar 4.42.



Gambar 4.42 Grafik Simpangan Arah X-Z dan Y-Z

Sumber: Olahan Pribadi

Dari grafik simpangan akan dicek simpangan antar lantainya terhadap simpangan izin. Pengecekan ini akan ditunjukkan dalam Tabel 4.16 dan Tabel 4.17.

Tabel 4.16 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Terhadap Simpangan Izin Arah X-Z

Tingkat	Tinggi tingkat (m)	Simpangan gedung, δ_x (mm)	Simpangan antar lantai arah X-Z, Δ_x (mm)	Simpangan izin, Δ_a (mm)	Cek
9	3,7	107,96	25,025	92,5	Oke
8	3,7	103,41	39,82	92,5	Oke
7	3,7	96,17	54,89	92,5	Oke
6	3,7	86,19	67,76	92,5	Oke
5	3,7	73,87	77,99	92,5	Oke
4	3,7	59,69	85,14	92,5	Oke
3	3,7	44,21	88,495	92,5	Oke
2	3,7	28,12	85,25	92,5	Oke
1	4,7	12,62	69,41	117,5	Oke
0	0	0	0	0	Oke

Sumber: Olahan Pribadi

Tabel 4.17 Pengecekan Simpangan Antar Lantai Terhadap Simpangan Izin Arah Y-Z

Tingkat	Tinggi tingkat (m)	Simpangan gedung, δ_y (mm)	Simpangan antar lantai arah Y-Z, Δ_y (mm)	Simpangan izin, Δ_a (mm)	Cek
9	3,7	37,03	10,45	74	Oke
8	3,7	35,13	15,125	74	Oke
7	3,7	32,38	19,745	74	Oke
6	3,7	28,79	23,705	74	Oke
5	3,7	24,48	26,73	74	Oke
4	3,7	19,62	28,71	74	Oke
3	3,7	14,4	29,315	74	Oke
2	3,7	9,07	27,72	74	Oke
1	4,7	4,03	22,165	94	Oke
0	0	0	0	0	Oke

Sumber: Olahan Pribadi

Dari hasil pengecekan pada Tabel 4.16 dan Tabel 4.17, terlihat bahwa hasil simpangan antar lantai yang didapatkan lebih kecil daripada simpangan izin. Sehingga, simpangan hasil analisis struktur aman.

4.5. Desain Struktur

Sebelum melakukan desain struktur, terlebih dahulu perlu ditentukan sistem struktur yang akan digunakan pada desain ini. Penentuan sistem struktur dilakukan berdasarkan SNI 1726:2002 dan SNI 1726:2019.

SNI 1726:2002

Penentuan sistem struktur berdasarkan peraturan ini dimulai dengan menentukan faktor keutamaan gempa. Berdasarkan Tabel 2.9, terlihat bahwa gedung perkantoran memiliki nilai faktor keutamaan gempa sebesar 1. Selanjutnya setelah faktor keutamaan gempa ditentukan, akan dilanjutkan dengan penentuan sistem struktur. Pada perencanaan ini sistem struktur yang dipilih adalah sistem struktur ganda dengan rangka momen pemikul khusus dan dinding geser beton bertulang.

SNI 1726:2019

Penentuan sistem struktur pada peraturan ini dimulai dengan menentukan kategori risiko dan faktor keutaman gempa. Berdasarkan Tabel 2.12, gedung perkantoran masuk ke dalam kategori risiko II. Dimana untuk kategori ini nilai faktor keutamaan gempanya adalah 1. Kemudian berdasarkan parameter S_{DS} dan S_{D1} yang telah dihitung sebelumnya akan ditentukan kategori desain seismiknya. Nilai S_{DS} dan S_{D1} yang telah dihitung sebelumnya adalah 0,629 dan 0,507. Untuk penentuannya dapat dilihat pada Tabel 4.18 dan Tabel 4.19.

Tabel 4.18 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek

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

Sumber: SNI 1726:2019

Tabel 4.19 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

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

Sumber: SNI 1726:2019

Berdasarkan Tabel 4.18, terlihat bahwa dikarenakan nilai S_{DS} lebih besar daripada 0,5 dengan kategori risiko II didapatkan kategori desain seismiknya adalah kategori D. Kemudian berdasarkan Tabel 4.19, terlihat juga dikarenakan nilai S_{D1} lebih besar dari 0,2 dengan kategori risiko II, maka didapatkan kategori desain seismiknya adalah kategori D.

Selanjutnya berdasarkan pasal 7.2.2 tabel 12 peraturan ini, dapat dilihat bahwa sistem struktur yang dapat digunakan untuk kategori seismik D adalah sistem struktur ganda dengan rangka pemikul khusus dan dinding geser.

4.5.1. Desain Balok

Desain balok dimulai dengan melakukan pengecekan dimensi sesuai dengan syarat pada sistem struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK) berdasarkan SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2019. Untuk melakukan pengecekan, dibutuhkan data-data yaitu sebagai berikut:

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

$$h : 600 \text{ mm}$$

$$f_c : 30 \text{ Mpa}$$

$$l_{n1} : 5,4 \text{ m}$$

$$l_{n2} : 4,4 \text{ m}$$

Adapun persyaratan-persyaratan yang perlu dipenuhi dari masing-masing peraturan yaitu:

SNI 2847:2002

1. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari 4 kali tinggi efektifnya;

$$l_n \geq 4 \cdot \text{tinggi efektif}$$

$$4,4 \geq 4 \times (0,9 \times 0,6)$$

$$4,4 \geq 2,16$$

2. Perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3;

$$\frac{b}{h} \geq 0,3$$

$$\frac{400}{600} \geq 0,3$$

$$0,667 \geq 0,3$$

3. Lebar nya tidak boleh kurang dari 250 mm;

$$b \geq 250 \text{ mm}$$

$$400 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$$

4. Lebarinya tidak boleh lebih dari lebar komponen struktur pendukung ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

$$b \leq \text{lebar kolom} + \frac{3}{4} \cdot h$$

$$400 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} + \frac{3}{4} \times 600$$

$$400 \text{ mm} \leq 1050 \text{ mm}$$

SNI 2847:2019

1. Bentang bersih (l_n) harus minimal $4d$;

$$l_n \geq 4 \cdot \text{tinggi efektif}$$

$$4,4 \geq 4 \times (0,9 \times 0,6)$$

$$4,4 \geq 2,16$$

2. Lebar penampang (b) harus sekurangnya nilai terkecil dari $0,3 h$ dan 250 mm ;

$$b \geq \min(0,3 \cdot h; 250 \text{ mm})$$

$$400 \text{ mm} \geq \min(0,3 \times 600; 250 \text{ mm})$$

$$400 \text{ mm} \geq \min(180 \text{ mm}; 250 \text{ mm})$$

$$400 \text{ mm} \geq 180 \text{ mm}$$

3. Proyeksi lebar balok yang melampaui lebar kolom penumpu tidak boleh melebihi nilai terkecil dari c_2 dan $0,75c_1$ pada masing-masing sisi kolom.

$$b \leq c_2 + (\min(2c_2; 1,5c_1))$$

$$400 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} + (\min(2 \times 600 \text{ mm}; 1,5 \times 600 \text{ mm}))$$

$$400 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} + 900 \text{ mm}$$

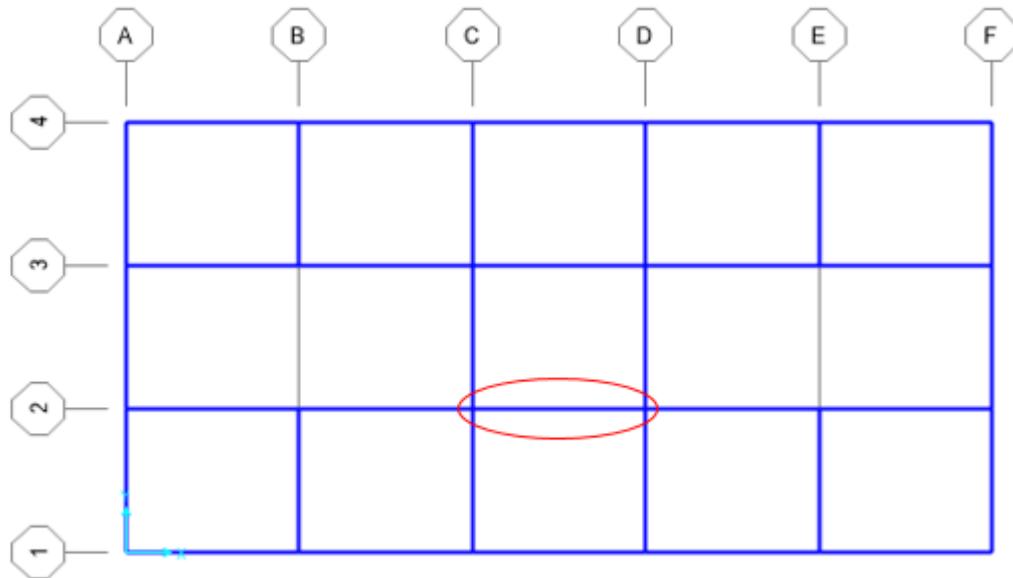
$$400 \text{ mm} \leq 1500 \text{ mm}$$

Perencanaan balok atau desain balok dilakukan dengan menggunakan momen yang didapatkan dari hasil analisis pada *software* SAP2000.

4.5.1.1. Penulangan Balok Akibat Lentur

Setelah syarat dimensi terpenuhi, selanjutnya akan dilakukan penulangan balok akibat lentur dimana pada subsubbab ini akan diberikan perhitungan salah satu balok secara manual dan untuk perhitungan keseluruhan balok dapat dilihat pada

lampiran. Pemilihan balok yang ditinjau bukan berdasarkan dari momen yang terbesar. Balok yang akan dihitung dapat dilihat pada Gambar 4.43.



Gambar 4.43 Model yang Ditinjau

Sumber: Dokumen Pribadi

Balok yang ditinjau berdasarkan Gambar 4.43 adalah balok yang berada pada lantai 2 as 2 dari C sampai D atau dapat disingkat menjadi B2 2/C-D. Selanjutnya untuk penulangan akibat lentur ini akan dilakukan menggunakan 2 peraturan yaitu SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2019.

SNI 2847:2002

Data-data yang diperlukan dalam melakukan perencanaan tulangan balok akibat lentur dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20 Data Perencanaan

Data Perencanaan	
b	400
h	600
d	540
f_c'	30
f_y	420
ϕ	0,8
β_1	0,85

Keterangan Tabel 4.20:

b : Lebar balok, mm

h : Tinggi balok, mm

d : Tinggi efektif, mm (diasumsikan menggunakan $0,9h$)

f_c' : Kekuatan tekan beton, MPa

f_y : Kekuatan leleh tulangan, MPa

ϕ : Faktor reduksi kekuatan (Pasal 11.3)

β_1 : Faktor distribusi tegangan beton (Pasal 12.2.7(3))

Berikut merupakan tabel momen dengan masing-masing kombinasi beban yang didapatkan pada *software* SAP2000 dimana untuk tumpuan kiri dan kanan diambil yang terbesar dari jarak $2h$. Kemudian untuk lapangan diambil yang terbesar dari bentang balok yang dikurangi $2h$ pada setiap ujung.



Tabel 4.21 Tabel Momen Balok B2 2/C-D Berdasarkan Beban dan Kombinasi Beban

No	Beban	Lokasi	Momen		Diagram Momen	
			Negatif	Positif	Struktur Bergoyang ke Kanan	Struktur Bergoyang ke Kiri
1	Mati (D)	Tumpuan Kiri	72,131	0		
		Lapangan	0	38,5051		
		Tumpuan Kanan	72,131	0		
2	Hidup (L)	Tumpuan Kiri	27,072	0		
		Lapangan	0	14,4216		
		Tumpuan Kanan	27,072	0		
3	Gempa (E)	Tumpuan Kiri	162,6612	0		
		Lapangan	81,3306	81,3306		
		Tumpuan Kanan	162,6612	0		
4	1,4 D	Tumpuan Kiri	100,9834	0		
		Lapangan	0	53,9072		
		Tumpuan Kanan	100,9834	0		
5	1,2 D + 1,6 L	Tumpuan Kiri	129,8723	0		
		Lapangan	0	69,2807		
		Tumpuan Kanan	129,8723	0		
6	1,2 D + 1,0 L ± 1,0 E	Tumpuan Kiri	277,6075	92,7099		
		Lapangan	65,2418	99,3689		
		Tumpuan Kanan	276,3427	91,797		
7	0,9 D ± 1,0 E	Tumpuan Kiri	228,8962	102,2611		
		Lapangan	72,5438	92,0668		
		Tumpuan Kanan	227,6314	101,1199		

Sumber: Dokumen Pribadi

Dari Tabel 4.21, akan dipilih momen negatif dan positif yang terbesar dari masing-masing lokasi atau dapat diambil dari *software* SAP2000 dengan kombinasi beban “envelope” seperti pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22 Momen Maksimum pada Balok B2 2/C-D

Nama Balok	Lokasi	Mu (kN.m)
B2 2/C-D	Tumpuan Kiri (+)	102,2611
	Tumpuan Kiri (-)	277,6075
	Lapangan (+)	99,3689
	Lapangan (-)	72,5438
	Tumpuan Kanan (+)	101,1199
	Tumpuan Kanan (-)	276,3427

Berdasarkan momen yang didapatkan pada Tabel 4.22, akan dihitung kebutuhan baja tulangan untuk menahan kuat lentur pada masing-masing lokasi seperti berikut:

1. Tumpuan Kiri

- Tumpuan kiri negatif

$$M_u = 277,6075 \text{ kN.m}$$

Nilai M_u yang didapatkan dari hasil analisis struktur harus dibagi dengan faktor reduksi sesuai dengan pasal 11.3

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{277,6075}{0,8} = 347,0094 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{347,0094 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 2,975$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,975}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0076 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0227\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 23.3.2)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025.

Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, oleh karena itu nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0076.

Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0076 \times 400 \times 540 = 1641,6 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 12.5.(1) yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm² dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 1641,6 mm². Sehingga akan dipasang 2D22 & 2D25 (1742 mm²).

- Tumpuan kiri positif

$$M_u = 102,2611 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan Pasal 23.3.2(2), kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

$$M_{u(+)} \geq \frac{1}{2} \cdot M_{u(-)}$$

$$102,2611 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{2} \times 277,6075 \text{ kN.m}$$

$$278,482 \text{ kN.m} \geq 138,8038 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai M_u (+) tidak lebih besar sama dengan dari setengah M_u (-) maka, nilai M_u yang akan digunakan adalah 138,8038 kN.m. Kemudian nilai M_u yang digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,8 (Pasal 11.3).

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{138,8038}{0,8} = 173,5048 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{173,5048 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 1,4875$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,4875}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0037$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0227 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 23.3.2)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025.

Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, oleh karena itu nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0037. Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0037 \times 400 \times 540 = 799,2 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 12.5.(1) yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm^2 dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar $799,2 \text{ mm}^2$. Sehingga akan dipasang 2D22 & 1D19 (1044 mm^2).

2. Lapangan

- Lapangan positif

$$M_u = 99,3689 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan Pasal 23.3.2(2), kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$M_{u(+)} \geq \frac{1}{4} \cdot M_{u \max}$$

$$99,3689 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{4} \times 277,6075 \text{ kN.m}$$

$$99,3689 \text{ kN.m} \geq 69,4019 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai $M_u (+)$ lebih besar sama dengan dari seperempat $M_{u \max}$ di sepanjang bentang maka nilai M_u yang digunakan untuk perhitungan adalah $99,3689 \text{ kN.m}$. Kemudian nilai M_u yang akan digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,8 (Pasal 11.3).

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{99,3689}{0,8} = 124,2111 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{124,2111 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 1,0649$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,0649}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0026$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0227\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 23.3.2)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025.

Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho < \rho_{min}$, maka nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0033. Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0033 \times 400 \times 540 = 712,8 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 12.5.(1) yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm² dan dikarenakan $A_s < A_{s \min}$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 720 mm². Sehingga akan dipasang 2D22 (760 mm²).

- Lapangan negatif

$$M_u = 72,5438 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan Pasal 23.3.2(2), kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$M_{u(-)} \geq \frac{1}{4} \cdot M_{u \max}$$

$$72,5438 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{4} \times 277,6075 \text{ kN.m}$$

$$72,5438 \text{ kN.m} \geq 69,4019 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai M_u (-) lebih besar sama dengan dari seperempat $M_{u \max}$ di sepanjang bentang maka nilai M_u yang digunakan untuk perhitungan adalah 72,5438 kN.m. Kemudian nilai M_u yang akan digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,8 (Pasal 11.3).

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{72,5438}{0,8} = 90,6798 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{90,6798 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 0,7774$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,7774}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0019$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0227 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 23.3.2)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025. Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho < \rho_{min}$, maka nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0033. Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0033 \times 400 \times 540 = 712,8 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 12.5.(1) yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm^2 dan dikarenakan $A_s < A_{s \min}$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 720 mm^2 . Sehingga akan dipasang 2D22 (760 mm^2).

3. Tumpuan Kanan

- Tumpuan kanan negatif

$$M_u = 276,3427 \text{ kN.m}$$

Nilai M_u yang didapatkan dari hasil analisis struktur harus dibagi dengan faktor reduksi 0,8 sesuai dengan Pasal 11.3

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{276,3427}{0,8} = 345,4284 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{345,4284 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 2,9615$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,9615}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0075 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{\min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0227 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 23.3.2)}$$

Dari kedua ρ_{\max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025. Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, oleh karena itu nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0075.

Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0075 \times 400 \times 540 = 1620 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 12.5.(1) yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm² dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 1620 mm². Sehingga akan dipasang 2D22 & 2D25 (1742 mm²).

- Tumpuan kanan positif

$$M_u = 101,1199 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan Pasal 23.3.2(2), kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

$$M_{u(+)} \geq \frac{1}{2} \cdot M_{u(-)}$$

$$101,1199 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{2} \times 276,3427 \text{ kN.m}$$

$$101,1199 \text{ kN.m} \leq 138,1714 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai $M_u (+)$ tidak lebih besar sama dengan dari setengah $M_u (-)$ maka, nilai M_u yang akan digunakan adalah 138,1714 kN.m. Kemudian nilai M_u yang digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,8 (Pasal 11.3).

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{138,1714}{0,8} = 172,7143 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{172,7143 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 1,4807$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,4807}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0036$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0,0227$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 23.3.2)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025.

Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, oleh karena itu nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0036. Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0036 \times 400 \times 540 = 777,6 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 12.5.(1) yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot d = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm² dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 777,6 mm². Sehingga akan dipasang 2D22 & 1D19 (1044 mm²).

SNI 2847:2019

Data-data yang diperlukan dalam melakukan perencanaan tulangan balok akibat lentur dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Data Perencanaan

Data Perencanaan	
b	400
h	600
d	540
f _c	30
f _y	420
φ	0,9
β ₁	0,836

Keterangan Tabel 4.23:

b : Lebar balok, mm

h : Tinggi balok, mm

d : Tinggi efektif, mm (diasumsikan menggunakan 0,9h)

f_c' : Kekuatan tekan beton, MPa

f_y : Kekuatan leleh tulangan, MPa

φ : Faktor reduksi kekuatan (Tabel 21.2.2 SNI 2847:2019)

β₁ : Faktor distribusi tegangan beton (Tabel 22.2.2.4.3 SNI 2847:2019)

Berikut merupakan tabel momen dengan masing-masing kombinasi beban yang didapatkan pada *software* SAP2000 dimana untuk tumpuan kiri dan kanan diambil yang terbesar dari jarak 2h. Kemudian untuk lapangan diambil yang terbesar dari bentang balok yang dikurangi 2h pada setiap ujung.

Tabel 4.24 Tabel Momen Balok B2 2/C-D Berdasarkan Beban dan Kombinasi Beban

No	Beban	Lokasi	Momen		Diagram Momen	
			Negatif	Positif	Struktur Bergoyang ke Kanan	Struktur Bergoyang ke Kiri
1	Mati (D)	Tumpuan Kiri	71,7259	0		
		Lapangan	0	38,9102		
		Tumpuan Kanan	71,7259	0		
2	Hidup (L)	Tumpuan Kiri	27,0016	0		
		Lapangan	0	14,492		
		Tumpuan Kanan	27,0016	0		
3	Gempa (E)	Tumpuan Kiri	0	254,3307		
		Lapangan	101,7323	101,7323		
		Tumpuan Kanan	254,3307	0		
4	1,4 D	Tumpuan Kiri	100,4162	0		
		Lapangan	0	54,4743		
		Tumpuan Kanan	100,4162	0		
5	1,2 D + 1,6 L	Tumpuan Kiri	129,2238	0		
		Lapangan	0	69,9293		
		Tumpuan Kanan	129,2238	0		
6	1,3258 D ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey + 1,0 L	Tumpuan Kiri	456,1079	211,9164		
		Lapangan	98,6012	170,5436		
		Tumpuan Kanan	452,8827	208,6912		
7	0,7742 D ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	Tumpuan Kiri	389,5423	278,482		
		Lapangan	118,1528	149,5763		
		Tumpuan Kanan	386,3172	275,2568		

Sumber: Olahan Pribadi

Dari Tabel 4.24, akan dipilih momen negatif dan positif yang terbesar dari masing-masing lokasi atau dapat diambil dari *software* SAP2000 dengan kombinasi beban “envelope” seperti pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25 Momen Maksimum pada Balok B2 2/C-D

Nama Balok	Lokasi	Mu (kN.m)
B2 2/C-D	Tumpuan Kiri (+)	278,482
	Tumpuan Kiri (-)	456,1079
	Lapangan (+)	170,5436
	Lapangan (-)	118,1528
	Tumpuan Kanan (+)	275,2568
	Tumpuan Kanan (-)	452,8827

Sumber: Olahan Pribadi

Berdasarkan momen yang didapatkan pada Tabel 4.25, akan dihitung kebutuhan baja tulangan untuk menahan kuat lentur pada masing-masing lokasi seperti berikut:

1. Tumpuan Kiri

- Tumpuan kiri negatif

$$M_u = 456,1079 \text{ kN.m}$$

Nilai M_u yang didapatkan dari hasil analisis struktur harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,9 sesuai dengan pasal 21.2.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{456,1079}{0,9} = 506,7866 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{506,7866 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 4,345$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,345}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0114$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0225\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 18.6.3.1)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025.

Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, oleh karena itu nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0114.

Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0114 \times 400 \times 540 = 2462,4 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 9.6.1.2 yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm² dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 2462,4 mm². Sehingga akan dipasang 2D22 & 4D25 (2724 mm²).

- Tumpuan kiri positif

$$M_u = 278,482 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan pasal 18.6.3.2, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

$$M_{u(+)} \geq \frac{1}{2} \cdot M_{u(-)}$$

$$278,482 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{2} \times 456,1079 \text{ kN.m}$$

$$278,482 \text{ kN.m} \geq 228,054 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai $M_u (+)$ lebih besar sama dengan dari setengah $M_u (-)$ maka, nilai M_u yang akan digunakan adalah 278,482 kN.m. Kemudian nilai M_u yang digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,9 sesuai dengan pasal 21.2.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{278,482}{0,9} = 309,4244 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{309,4244 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 2,653$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,653}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0067$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0225 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 18.6.3.1)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025.

Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, oleh karena itu nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0067. Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0067 \times 400 \times 540 = 1447,2 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 9.6.1.2 yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm^2 dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar $1447,2 \text{ mm}^2$. Sehingga akan dipasang 4D22 (1521 mm^2).

2. Lapangan

- Lapangan positif

$$M_u = 170,5436 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan Pasal 18.6.3.2, kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$M_{u(+)} \geq \frac{1}{4} \cdot M_{u \max}$$

$$170,5436 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{4} \times 456,1079 \text{ kN.m}$$

$$170,5436 \text{ kN.m} \geq 114,027 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai $M_u (+)$ lebih besar sama dengan dari seperempat $M_{u \max}$ di sepanjang bentang maka nilai M_u yang digunakan untuk perhitungan adalah $170,5436 \text{ kN.m}$. Kemudian nilai M_u yang akan digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,9 sesuai dengan pasal 21.2.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{170,5436}{0,9} = 189,4929 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{189,4929 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 1,6246$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,6246}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,004$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0225\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 18.6.3.1)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025.

Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, maka nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,004. Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,004 \times 400 \times 540 = 864 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 9.6.1.2 yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm² dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 864 mm². Sehingga akan dipasang 3D22 (1140 mm²).

- Lapangan negatif

$$M_u = 118,1528 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan Pasal 18.6.3.2, kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$M_{u(-)} \geq \frac{1}{4} \cdot M_{u \max}$$

$$118,1528 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{4} \times 456,1079 \text{ kN.m}$$

$$118,1528 \text{ kN.m} \geq 114,027 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai M_u (-) lebih besar sama dengan dari seperempat $M_{u \max}$ di sepanjang bentang maka nilai M_u yang digunakan untuk perhitungan adalah 118,1528 kN.m. Kemudian nilai M_u yang akan digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,9 sesuai dengan pasal 21.2.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{118,1528}{0,9} = 131,2809 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{131,2809 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 1,1255$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,1255}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0027$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0225 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 18.6.3.1)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025. Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho < \rho_{min}$, maka nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0033. Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0033 \times 400 \times 540 = 712,8 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 9.6.1.2 yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720\ mm^2$$

Dari kedua $A_{s\ min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu $720\ mm^2$ dan dikarenakan $A_s < A_{s\ min}$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar $720\ mm^2$. Sehingga akan dipasang 2D22 ($760\ mm^2$).

3. Tumpuan Kanan

- Tumpuan kanan negatif

$$M_u = 452,8827\ kN.m$$

Nilai M_u yang didapatkan dari hasil analisis struktur harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,9 sesuai dengan pasal 21.2.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{452,8827}{0,9} = 503,203\ kN.m$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{503,203 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 4,314$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4,314}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0113 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0225 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 18.6.3.1)}$$

Dari kedua ρ_{\max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025. Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, oleh karena itu nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0113.

Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0113 \times 400 \times 540 = 2440,8 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 9.6.1.2 yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm² dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 2440,8 mm². Sehingga akan dipasang 2D22 & 4D25 (2724 mm²).

- Tumpuan kanan positif

$$M_u = 275,2568 \text{ kN.m}$$

Berdasarkan pasal 18.6.3.2, kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut.

$$M_{u(+)} \geq \frac{1}{2} \cdot M_{u(-)}$$

$$275,2568 \text{ kN.m} \geq \frac{1}{2} \times 456,1079 \text{ kN.m}$$

$$275,2568 \text{ kN.m} \geq 228,054 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai $M_u (+)$ tidak lebih besar sama dengan dari setengah $M_u (-)$ maka, nilai M_u yang akan digunakan adalah 275,2568 kN.m. Kemudian nilai M_u yang digunakan harus dibagi dengan faktor reduksi sebesar 0,9 sesuai dengan pasal 21.2.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{275,2568}{0,9} = 305,8409 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{305,8409 \times 10^6}{400 \times 540^2} = 2,622$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,622}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,0066\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} = 0,0033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dari kedua ρ_{min} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,0033.

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \left(\frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,75 \times \left(\frac{0,85 \times 30 \times 0,84}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0225\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,025 \text{ (sesuai pasal 18.6.3.1)}$$

Dari kedua ρ_{max} yang telah dihitung akan diambil yang terbesar yaitu 0,025.

Selanjutnya dikarenakan nilai $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, oleh karena itu nilai ρ yang akan diambil yaitu 0,0066. Kemudian dari nilai ρ yang didapatkan akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan sebagai berikut:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0066 \times 400 \times 540 = 1425,6 \text{ mm}^2$$

Nilai A_s yang didapatkan dibatasi berdasarkan pasal 9.6.1.2 yaitu:

$$A_{s \min} = \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} \times 400 \times 540 = 704,2147 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2$$

Dari kedua $A_{s \min}$ diatas diambil nilai yang terbesarnya yaitu 720 mm² dan dikarenakan $A_{s \min} < A_s$, maka A_s yang digunakan adalah sebesar 1425,6 mm². Sehingga akan dipasang 4D22 (1521 mm²).

4.5.1.2. Penulangan Balok Akibat Geser

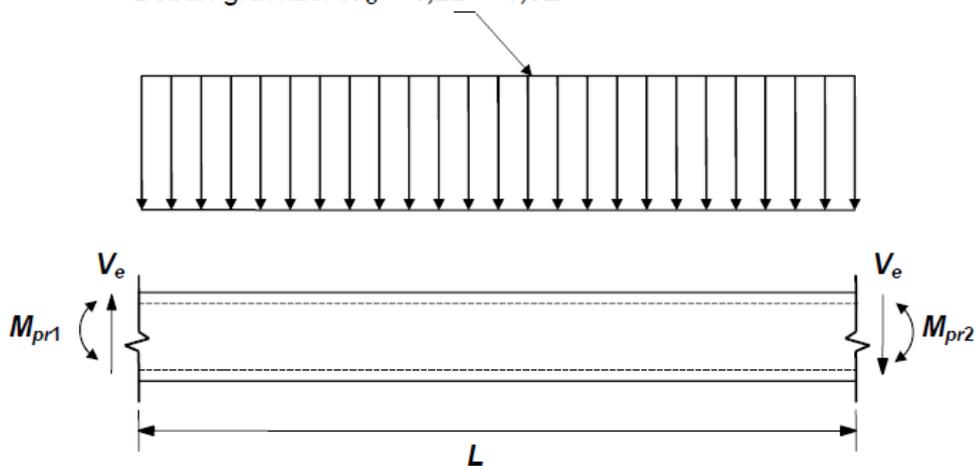
Setelah kebutuhan tulangan utama ditentukan, akan dilanjutkan dengan perhitungan penulangan balok akibat geser. Perhitungan ini akan dilakukan menggunakan 2 peraturan yaitu SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2019.

SNI 2847:2002

Berdasarkan pasal 23.3.4(1), dikatakan bahwa gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan sejauh $2h$. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum (M_{pr}), harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya seperti pada Gambar 4.44.

$$\text{Untuk balok: } V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{W_u L}{2}$$

Beban gravitasi $W_u = 1,2D + 1,0L$



Gambar 4.44 Perencanaan Geser untuk Balok

Kemudian pada pasal 23.3.4(2), dikatakan bahwa momen-momen ujung (M_{pr}) didasarkan pada tegangan akibat lentur $1,25 f_y$ dan faktor reduksi kuat lentur $\phi = 1$. Perhitungan ini akan dimulai dengan menghitung kapasitas momen ujung-ujung balok pada 2 keadaan yaitu saat struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur bergoyang ke kanan

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kanan negatif yaitu 2D22 & 2D25 (1742 mm²).

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1742 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 90 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1742 \times 420 \times \left(540 - \frac{90}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 453 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kiri positif yaitu 2D22 & 1D19 (1044 mm²).

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1044 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 54 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr2} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1044 \times 420 \times \left(540 - \frac{54}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 281 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kiri negatif yaitu 2D22 & 2D25 (1742 mm²).

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1742 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 90 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr3} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1742 \times 420 \times \left(540 - \frac{90}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 453 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kanan positif yaitu 2D22 & 1D19 (1044 mm²).

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1044 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 54 \text{ mm}$$

$$M_{pr4} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1,25 \times 1044 \times 420 \times \left(540 - \frac{54}{2}\right) \times 10^{-6}$$

$$= 281 \text{ kN.m}$$

Dari nilai momen-momen ujung yang telah dihitung akan dicari nilai gaya geser pada ujung kanan dan kiri balok akibat beban gravitasi yang bekerja pada struktur.

$$w_u = 1,2 D + 1,0 L = 1,2 \times 9,9889 + 1,0 \times 4,6104 = 16,5971 \text{ kN/m}$$

$$V_g = \frac{w_u \cdot l_n}{2} = \frac{16,5971 \times 5,4}{2} = 44,8128 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kanan

$$V_m = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{453 + 281}{5,4} = 135,9259 \text{ kN}$$

$$V_{eka} = V_m + V_g = 135,9259 + 44,8128 = 180,7387 \text{ kN}$$

$$V_{eki} = V_m - V_g = 135,9259 - 44,8128 = 91,1131 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

$$V_m = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{453 + 281}{5,4} = 135,9259 \text{ kN}$$

$$V_{eka} = V_m + V_g = 135,9259 + 44,8128 = 180,7387 \text{ kN}$$

$$V_{eki} = V_m - V_g = 135,9259 - 44,8128 = 91,1131 \text{ kN}$$

Setelah mendapatkan nilai gaya geser pada setiap ujung balok akan dilanjutkan dengan menghitung kebutuhan tulangan sengkang. Berdasarkan pasal 23.3.4(2), dikatakan bahwa tulangan sengkang sepanjang $2h$ harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$ jika:

1. Gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser maksimum di sepanjang daerah tersebut;

$$V_m > \frac{1}{2} \cdot V_{e \max}$$

$$135,9259 \text{ kN} > \frac{1}{2} \times 180,7387 \text{ kN}$$

$$135,9259 \text{ kN} > 90,3694 \text{ kN}$$

2. Gaya aksial tekan terfaktor termasuk akibat gempa lebih kecil dari $A_g \cdot f_c' / 20$.

Dikarenakan gaya aksial yang sangat kecil dan persyaratan pertama yang sudah terpenuhi, maka nilai V_c dapat diambil sebesar 0. Sehingga didapatkan nilai V_s sebesar:

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} = \frac{180,7387}{0,75} = 240,98 \text{ kN}$$

Nilai V_s yang didapatkan dibatasi oleh pasal 13.5(6(9)), dimana nilai V_s tidak boleh lebih besar dari pada nilai $V_{s \text{ max}}$.

$$V_{s \text{ max}} = \frac{2}{3} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c'} = \frac{2}{3} \times 400 \times 540 \times \sqrt{30} \times 10^{-3} = 788,72 \text{ kN}$$

Dikarenakan nilai V_s lebih kecil dari nilai $V_{s \text{ max}}$ maka syarat pasal 13.5(6(9)) terpenuhi. Kemudian berdasarkan pasal 9.10(5(3)), dikatakan bahwa tidak boleh ada batang tulangan di sepanjang masing-masing sisi sengkang atau sengkang ikat yang jarak bersihnya lebih dari 150 mm. Oleh karena itu berdasarkan tulangan terpasang akan dipasang tulangan geser 3 kaki dengan diameter asumsi 10 mm ($A_v = 235,5 \text{ mm}^2$). Dari luas tulangan sengkang tersebut akan dihitung jarak/spasi antar tulangan sebagai berikut:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{235,5 \times 420 \times 540}{240,98 \times 10^3} = 222 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Berdasarkan pasal 23.3.3(1) dikatakan bahwa sengkang tertutup harus dipasang sepanjang $2h$ diukur dari sisi kolom terdekat.

$$2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$$

Kemudian berdasarkan pasal 23.3.3(2) dikatakan bahwa sengkang penutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak maksimum antara sengkang tertutup tidak boleh melebihi:

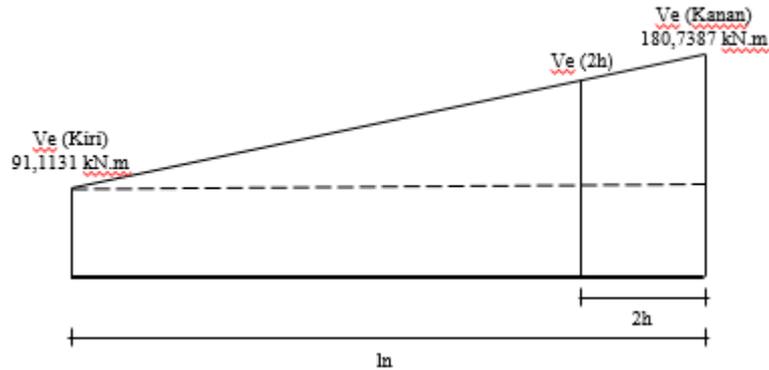
- $d/4 = 540/4 = 135 \text{ mm} \sim 125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan utama terkecil} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm} \sim 175 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter tulangan sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm} \sim 225 \text{ mm}$
- 300 mm

Dikarenakan nilai s yang didapatkan lebih besar dari batasan, maka pada daerah sendi plastis ($2h$) akan dipasang tulangan sengkang 3 kaki dengan diameter 10 mm dan spasi antar tulangannya adalah 125 mm.

Selanjutnya untuk daerah diluar sendi plastis dapat mengikuti ketentuan pasal 23.3(3(4)) dan 13.3(1(1)). Penentuan V_u (V_{e2h}) dilakukan dengan menggunakan perbandingan segitiga dari nilai V_e akibat struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur bergoyang ke kanan

Berikut merupakan gambar diagram geser akibat struktur bergoyang ke kanan.



Gambar 4.45 Penentuan $V_{e(2h)}$ Akibat Struktur Bergoyang ke Kanan

Dari Gambar 4.45, nilai $V_{e(2h)}$ dapat dihitung sebagai berikut:

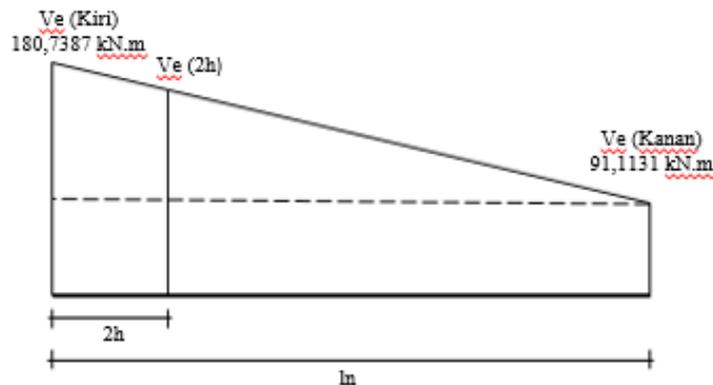
$$V_{e(2h)} = \frac{(l_n - 2 \cdot h) \cdot (V_{e\ ka} - V_{e\ ki})}{l_n} + V_{e\ ki}$$

$$V_{e(2h)} = \frac{(5,4 - 2 \times 0,6) \cdot (180,7387 - 91,1131)}{5,4} + 91,1131$$

$$V_{e(2h)} = 160,8219 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

Berikut merupakan gambar diagram geser akibat struktur bergoyang ke kiri.



Gambar 4.46 Penentuan $V_{e(2h)}$ Akibat Struktur Bergoyang ke Kiri

Dari Gambar 4.46, nilai $V_{e(2h)}$ dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_{e(2h)} = \frac{(l_n - 2 \cdot h) \cdot (V_{e\ ki} - V_{e\ ka})}{l_n} + V_{e\ ka}$$

$$V_{e(2h)} = \frac{(5,4 - 2 \times 0,6) \cdot (180,7387 - 91,1131)}{5,4} + 91,1131$$

$$V_{e(2h)} = 160,8219 \text{ kN}$$

Dari nilai $V_{e(2h)}$ akibat struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri akan diambil nilai yang terbesarnya yaitu 160,8219 kN. Selanjutnya akan dilakukan perhitungan nilai V_c sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_c = 201,123 \text{ kN}$$

Kemudian setelah mendapat nilai V_c akan dilanjutkan dengan menghitung nilai V_s .

$$V_s = \frac{V_{e(2h)}}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{160,8219}{0,75} - 201,123$$

$$V_s = 13,3062 \text{ kN}$$

Berdasarkan pasal 9.10(5(3)), dikatakan bahwa tidak boleh ada batang tulangan di sepanjang masing-masing sisi sengkang atau sengkang ikat yang jarak bersihnya lebih dari 150 mm. Oleh karena itu berdasarkan tulangan terpasang akan dipasang tulangan geser 2 kaki dengan diameter asumsi 10 mm ($A_v = 157 \text{ mm}^2$). Dari luas tulangan sengkang tersebut akan dihitung jarak/spasi antar tulangan sebagai berikut:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 420 \times 540}{13,3062} \times 10^{-3} = 2676 \text{ mm} \sim 2650 \text{ mm}$$

Berdasarkan pasal 23.3(3(4)), dikatakan bahwa pada daerah di luar sendi plastis atau tidak memerlukan sengkang pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang.

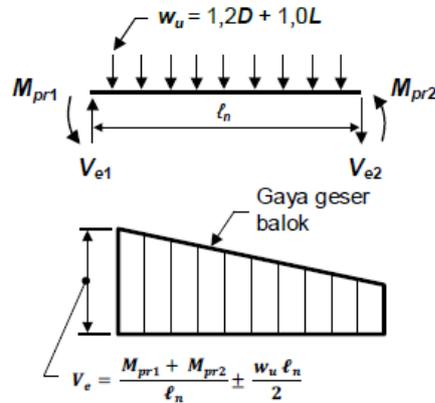
$$\frac{d}{2} = \frac{540}{2} = 270 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Dikarenakan nilai s yang didapatkan lebih besar dari batasan, maka pada daerah di luar sendi plastis (2h) akan dipasang tulangan sengkang 2 kaki dengan diameter 10 mm dan spasi antar tulangannya adalah 250 mm.

SNI 2847:2019

Berdasarkan pasal 18.6.5.1, dikatakan bahwa gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan sejauh 2h. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan

dengan kuat lentur maksimum (M_{pr}), harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya seperti pada Gambar 4.47.



Gambar 4.47 Perencanaan Geser untuk Balok

Kemudian pada pasal R18.6.5, dikatakan bahwa momen-momen ujung (M_{pr}) didasarkan pada tegangan akibat lentur $1,25 f_y$ dan faktor reduksi kuat lentur $\phi = 1$. Perhitungan ini akan dimulai dengan menghitung kapasitas momen ujung-ujung balok pada 2 keadaan yaitu saat struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur bergoyang ke kanan

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kanan negatif yaitu 2D22 & 4D25 (2724 mm²).

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 2724 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 140 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 2724 \times 420 \times \left(540 - \frac{140}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 672,147 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kiri positif yaitu 4D22 (1521 mm²).

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1521 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 78 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr2} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1521 \times 420 \times \left(540 - \frac{78}{2}\right) \times 10^{-6} \end{aligned}$$

$$= 402,4566 \text{ kN.m}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kiri negatif yaitu 2D22 & 4D25 (2724 mm²).

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 2724 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 140 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr3} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 2724 \times 420 \times \left(540 - \frac{140}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 672,147 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tulangan yang terpasang pada tumpuan kanan positif yaitu 4D22 (1521 mm²).

$$a = \frac{1,25 \cdot A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,25 \times 1521 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 78 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr4} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1521 \times 420 \times \left(540 - \frac{78}{2}\right) \times 10^{-6} \\ &= 402,4566 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari nilai momen-momen ujung yang telah dihitung akan dicari nilai gaya geser pada ujung kanan dan kiri balok akibat beban gravitasi yang bekerja pada struktur.

$$w_u = 1,2 D + 1,0 L = 1,2 \times 9,9889 + 1,0 \times 4,6104 = 16,5971 \text{ kN/m}$$

$$V_g = \frac{w_u \cdot l_n}{2} = \frac{16,5971 \times 5,4}{2} = 44,8128 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kanan

$$V_m = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{672,147 + 402,4566}{5,4} = 199,0007 \text{ kN}$$

$$V_{eka} = V_m + V_g = 199,0007 + 44,8128 = 243,8135 \text{ kN}$$

$$V_{eki} = V_m - V_g = 199,0007 - 44,8128 = 154,1879 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

$$V_m = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_n} = \frac{672,147 + 402,4566}{5,4} = 199,0007 \text{ kN}$$

$$V_{eka} = V_m + V_g = 199,0007 + 44,8128 = 243,8135 \text{ kN}$$

$$V_{eki} = V_m - V_g = 199,0007 - 44,8128 = 154,1879 \text{ kN}$$

Setelah mendapatkan nilai gaya geser pada setiap ujung balok akan dilanjutkan dengan menghitung kebutuhan tulangan sengkang. Berdasarkan pasal 18.6.5.2, dikatakan bahwa tulangan sengkang sepanjang $2h$ harus dirancang untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$ jika:

1. Gaya geser akibat gempa yang dihitung mewakili setengah atau lebih daripada kuat geser maksimum di sepanjang daerah tersebut;

$$V_m > \frac{1}{2} \cdot V_{e \max}$$

$$199,0007 \text{ kN} > \frac{1}{2} \times 243,8135 \text{ kN}$$

$$199,0007 \text{ kN} > 121,9068 \text{ kN}$$

2. Gaya aksial tekan terfaktor termasuk akibat gempa lebih kecil dari $A_g \cdot f_c' / 20$.

Dikarenakan gaya aksial yang sangat kecil dan persyaratan pertama yang sudah terpenuhi, maka nilai V_c dapat diambil sebesar 0. Sehingga didapatkan nilai V_s sebesar:

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} = \frac{243,8135}{0,75} = 325,0847 \text{ kN}$$

Nilai V_s yang didapatkan dibatasi oleh pasal 13.5(6(9)), dimana nilai V_s tidak boleh lebih besar dari pada nilai $V_{s \max}$.

$$V_{s \max} = \frac{2}{3} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c'} = \frac{2}{3} \times 400 \times 540 \times \sqrt{30} \times 10^{-3} = 788,72 \text{ kN}$$

Dikarenakan nilai V_s lebih kecil dari nilai $V_{s \max}$ maka syarat pasal 13.5(6(9)) terpenuhi. Kemudian berdasarkan pasal 9.10(5(3)), dikatakan bahwa tidak boleh ada batang tulangan di sepanjang masing-masing sisi sengkang atau sengkang ikat yang jarak bersihnya lebih dari 150 mm. Oleh karena itu berdasarkan tulangan terpasang akan dipasang tulangan geser 4 kaki dengan diameter asumsi 10 mm ($A_v = 235,5 \text{ mm}^2$). Dari luas tulangan sengkang tersebut akan dihitung jarak/spasi antar tulangan sebagai berikut:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{314 \times 420 \times 540}{325,0847 \times 10^3} = 219 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Berdasarkan pasal 23.3.3(1) dikatakan bahwa sengkang tertutup harus dipasang sepanjang $2h$ diukur dari sisi kolom terdekat.

$$2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$$

Kemudian berdasarkan pasal 23.3.3(2) dikatakan bahwa sengkang penutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak maksimum antara sengkang tertutup tidak boleh melebihi:

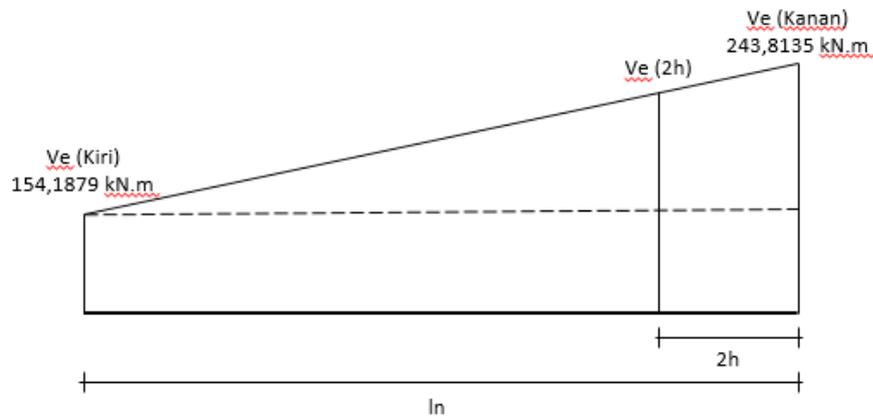
- $d/4 = 540/4 = 135 \text{ mm} \sim 125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan utama terkecil} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm} \sim 175 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter tulangan sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm} \sim 225 \text{ mm}$
- 300 mm

Dikarenakan nilai s yang didapatkan lebih besar dari batasan, maka pada daerah sendi plastis ($2h$) akan dipasang tulangan sengkang 4 kaki dengan diameter 10 mm dan spasi antar tulangannya adalah 125 mm.

Selanjutnya untuk daerah diluar sendi plastis dapat mengikuti ketentuan pasal 18.6.4.6. Penentuan V_u (V_{e2h}) dilakukan dengan menggunakan perbandingan segitiga dari nilai V_e akibat struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur bergoyang ke kanan

Berikut merupakan gambar diagram geser akibat struktur bergoyang ke kanan.



Gambar 4.48 Penentuan $V_{e(2h)}$ Akibat Struktur Bergoyang ke Kanan

Dari Gambar 4.48, nilai $V_{e(2h)}$ dapat dihitung sebagai berikut:

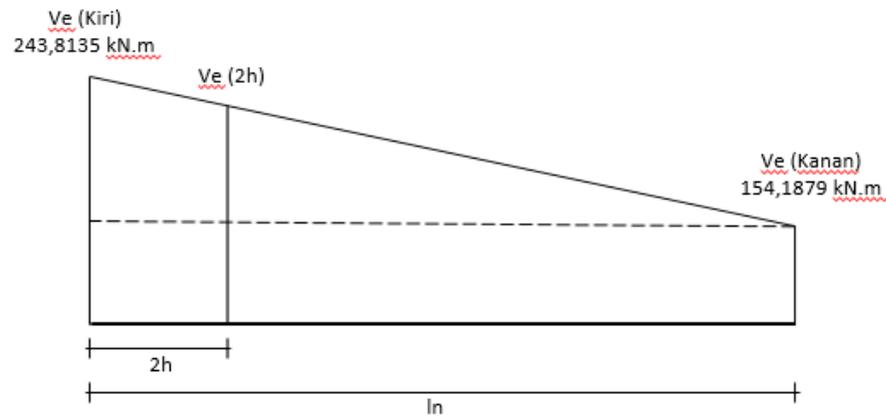
$$V_{e(2h)} = \frac{(l_n - 2 \cdot h) \cdot (V_{e_{ka}} - V_{e_{ki}})}{l_n} + V_{e_{ki}}$$

$$V_{e(2h)} = \frac{(5,4 - 2 \times 0,6) \times (243,8135 - 154,1879)}{5,4} + 154,1879$$

$$V_{e(2h)} = 223,8967 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

Berikut merupakan gambar diagram geser akibat struktur bergoyang ke kiri.



Gambar 4.49 Penentuan $V_{e(2h)}$ Akibat Struktur Bergoyang ke Kiri

Dari Gambar 4.49, nilai $V_{e(2h)}$ dapat dihitung sebagai berikut:

$$V_{e(2h)} = \frac{(l_n - 2 \cdot h) \cdot (V_{e\ ki} - V_{e\ ka})}{l_n} + V_{e\ ka}$$

$$V_{e(2h)} = \frac{(5,4 - 2 \times 0,6) \times (243,8135 - 154,1879)}{5,4} + 154,1879$$

$$V_{e(2h)} = 223,8967 \text{ kN}$$

Dari nilai $V_{e(2h)}$ akibat struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri akan diambil nilai yang terbesarnya yaitu 223,8967 kN. Selanjutnya akan dilakukan perhitungan nilai V_c sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_c = 201,123 \text{ kN}$$

Kemudian setelah mendapat nilai V_c akan dilanjutkan dengan menghitung nilai V_s .

$$V_s = \frac{V_{e(2h)}}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{224,8967}{0,75} - 201,123$$

$$V_s = 98,7393 \text{ kN}$$

Selanjutnya akan dihitung spasi antar tulangan dengan asumsi tulangan yang akan dipasang adalah tulangan geser 2 kaki dengan diameter 10 mm ($A_v = 157 \text{ mm}^2$). Sehingga untuk spasi antar tulangan dapat dilihat sebagai berikut:

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 420 \times 540}{98,7393} \times 10^{-3} = 361 \text{ mm} \sim 350 \text{ mm}$$

Berdasarkan pasal 18.6.4.6, dikatakan bahwa pada daerah di luar sendi plastis atau tidak memerlukan sengkang pada kedua ujungnya harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang.

$$\frac{d}{2} = \frac{540}{2} = 270 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Dikarenakan nilai s yang didapatkan lebih besar dari batasan, maka pada daerah di luar sendi plastis (2h) akan dipasang tulangan sengkang 2 kaki dengan diameter 10 mm dan spasi antar tulangannya adalah 250 mm.

4.5.2. Desain Kolom

Perencanaan atau desain kolom harus dilakukan pengecekan terhadap syarat dimensi untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Pengecekan ini akan dilakukan menggunakan 2 peraturan yaitu SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2019 dimana untuk persyaratan dimensi kolom kedua peraturan ini sama. Pada SNI 2847:2002 persyaratan tersebut berada pada pasal 23.4.1 sedangkan pada SNI 2847:2019 persyaratan tersebut berada pada pasal 18.7.2.1. Untuk melakukan pengecekan diperlukan data-data sebagai berikut:

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

Berikut merupakan persyaratan dimensi kolom berdasarkan kedua peraturan tersebut:

1. Ukuran penampang terkecil, yang diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometris penampang tidak boleh kurang dari 300 mm;

$$b \geq 300 \text{ mm}$$

$$600 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$$

2. Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4.

$$\frac{b}{h} \geq 0,4$$

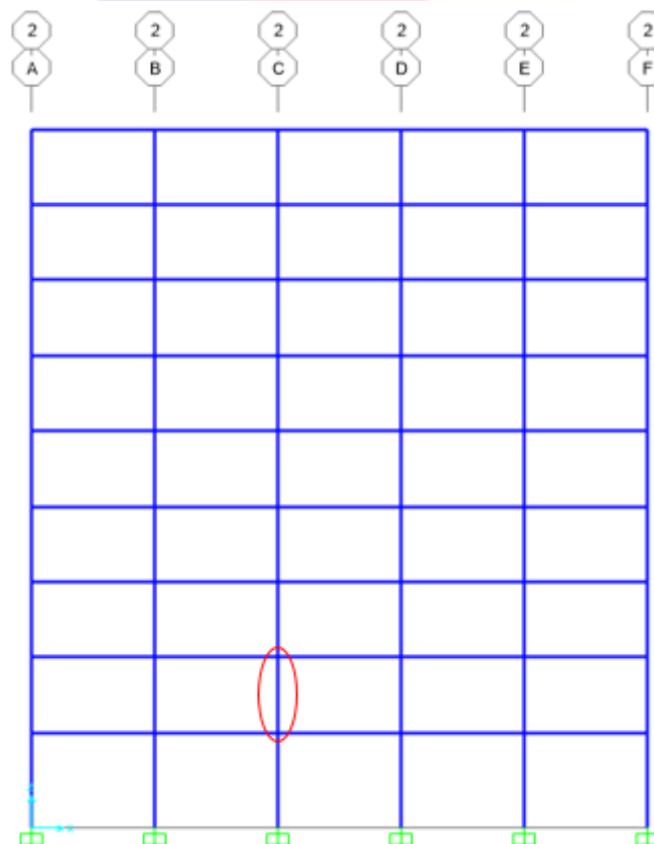
$$\frac{600}{600} \geq 0,4$$

$$1 \geq 0,4$$

Dikarenakan persyaratan 1 dan 2 telah terpenuhi maka dimensi yang direncanakan dapat digunakan. Selanjutnya akan dilakukan penulangan terhadap kolom seperti pada 4.4.2.1 dan 4.4.2.2.

4.5.2.1. Penulangan Longitudinal Kolom

Penulangan longitudinal kolom didasarkan pada nilai aksial yang didapatkan dari *software* SAP2000 sesuai dengan kombinasi pembebanan yang disyaratkan pada SNI 1726:2002 dan SNI 1726:2019. Perhitungan secara manual akan diberikan pada salah satu kolom seperti pada Gambar 4.50 dan untuk perhitungan keseluruhan kolom dapat dilihat pada lampiran. Pemilihan kolom yang akan ditinjau bukan berdasarkan momen terbesar.



Gambar 4.50 Kolom yang Ditinjau

Kolom yang ditinjau pada Gambar 4.50 merupakan kolom yang berada pada lantai 2 yaitu K2 C2. Perhitungan ini akan dilakukan menggunakan 2 peraturan yaitu SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2019.

SNI 2847:2002

Berdasarkan pasal 23.4.2(2) dikatakan bahwa kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan berikut.

$$\Sigma M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \Sigma M_g$$

Dengan keterangan:

ΣM_e = Jumlah momen kolom pada pusat hubungan balok kolom

ΣM_g = Jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom

Untuk mendapatkan nilai M_e akan dibantu dengan *software* spcolumn. Nilai M_e didapatkan dari nilai aksial dengan didasarkan pada rasio tulangan yang dipasang. Pada pasal 23.4.3(1) dikatakan bahwa, rasio penulangan tidak boleh kurang dari 1% dan tidak boleh melebihi 6%. Pengambilan nilai rasio ini akan dicoba dari batas minimalnya yaitu 1%. Dari nilai rasio tersebut akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot h \\ &= 0,01 \times 600 \times 600 \\ &= 3600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka akan digunakan tulangan 8D25 (3927 mm²) dengan rasio terpasangnya adalah 1,13%.

$$1\% \leq 1,13\% \leq 6\%$$

Dikarenakan $1\% \leq \rho \leq 6\%$, maka rasio terpasang dapat digunakan. Selanjutnya tulangan yang dipilih akan dimasukkan ke dalam spcolumn beserta dengan data-data yang dibutuhkan untuk perencanaan kolom. Setelah data-data dimasukkan akan didapatkan diagram interaksi untuk mencari nilai momen berdasarkan beban aksial akibat kombinasi pembebanan gempa yang didapat dari SAP2000 seperti pada Tabel 4.26 sampai Tabel 4.29.

Tabel 4.26 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K2 C2 Joint Bawah

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	1,2 D + 1,0 L ± 1,0 Ex ± 0,3 Ey	3147	610
2	1,2 D + 1,0 L ± 0,3 Ex ± 1,0 Ey	3198	607
3	0,9 D ± 1,0 Ex ± 0,3 Ey	1850	748
4	0,9 D ± 0,3 Ex ± 1,0 Ey	1799	742

Tabel 4.27 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K2 C2 Joint Atas

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	$1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	3108	613
2	$1,2 D + 1,0 L \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	3160	609
3	$0,9 D \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	1821	744
4	$0,9 D \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	1770	739

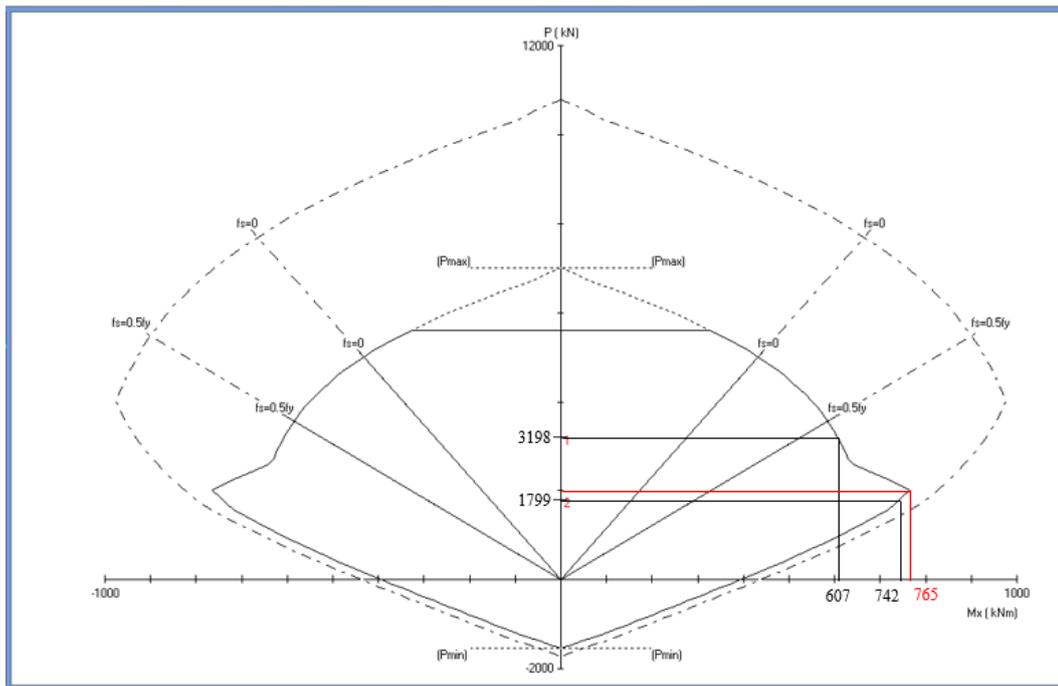
Tabel 4.28 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K3 C2 Joint Bawah

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	$1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	2723	629
2	$1,2 D + 1,0 L \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	2770	627
3	$0,9 D \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	1605	720
4	$0,9 D \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	1558	714

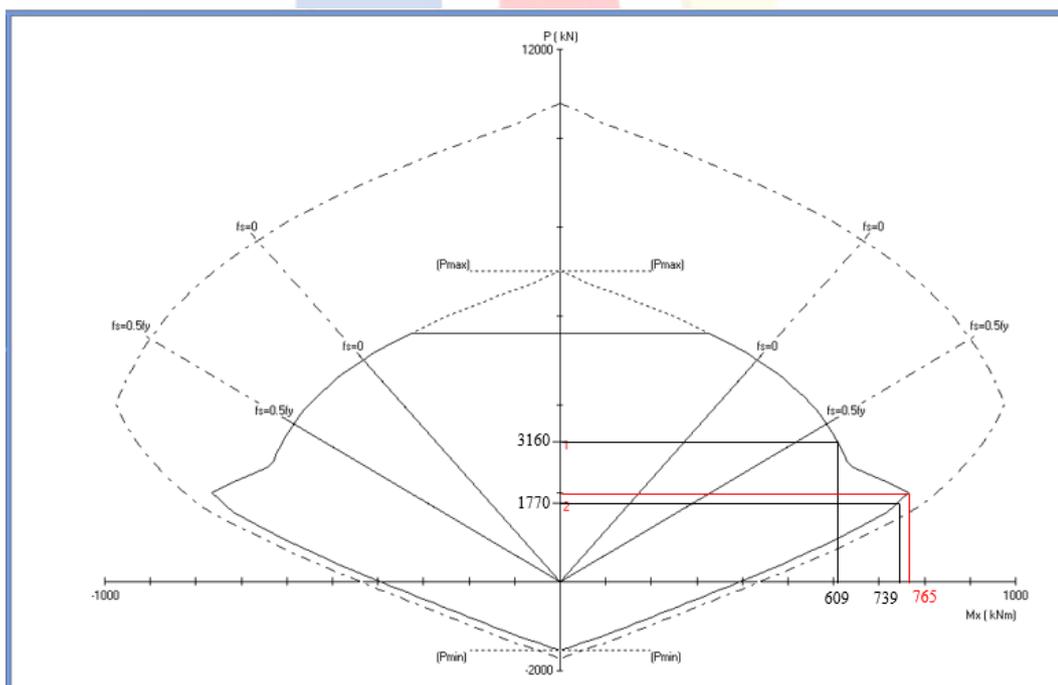
Tabel 4.29 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K1 C2 Joint Atas

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	$1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	3543	587
2	$1,2 D + 1,0 L \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	3597	583
3	$0,9 D \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	2075	754
4	$0,9 D \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	2021	762

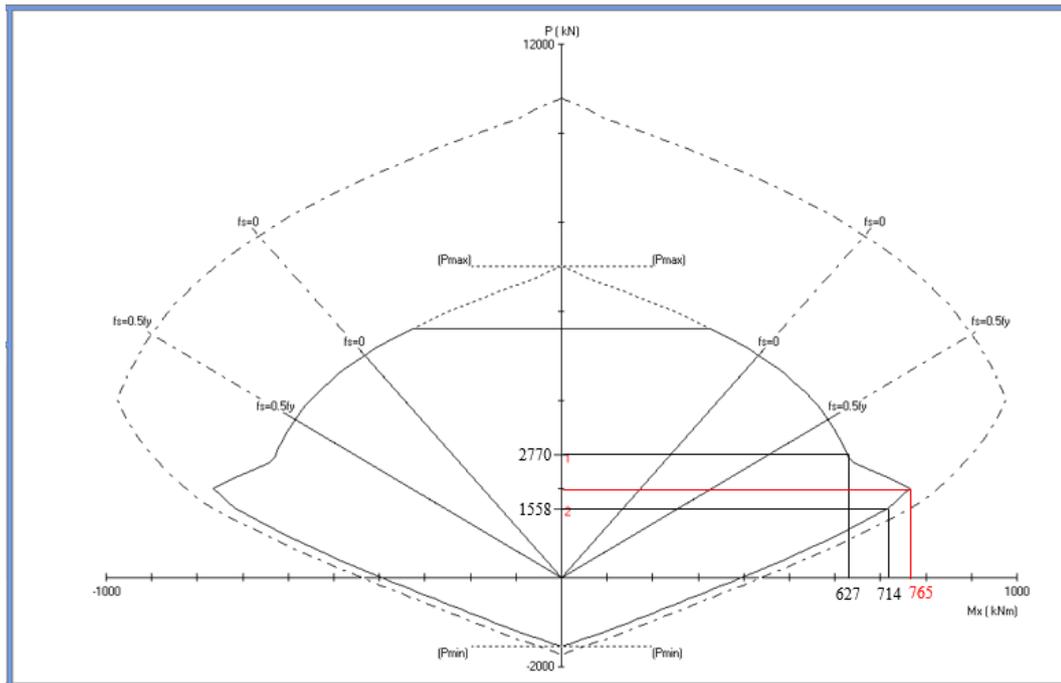
Berdasarkan Tabel 4.26 sampai Tabel 4.29 akan diambil nilai aksial yang terbesar dan terkecil untuk mendapatkan nilai momen minimalnya. Nilai momen minimal dapat terlihat dari spcolumn seperti pada Gambar 4.51 sampai Gambar 4.54.



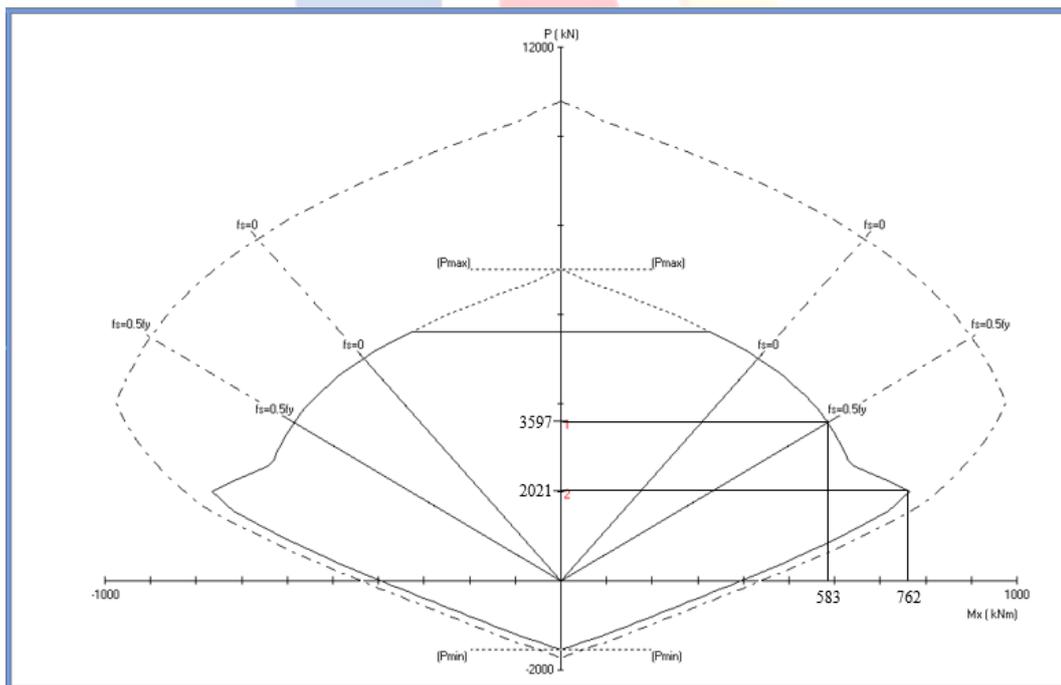
Gambar 4.51 Diagram Interaksi Kolom K2 C2 Joint Bawah



Gambar 4.52 Diagram Interaksi Kolom K2 C2 Joint Atas



Gambar 4.53 Diagram Interaksi Kolom K3 C2 Joint Bawah



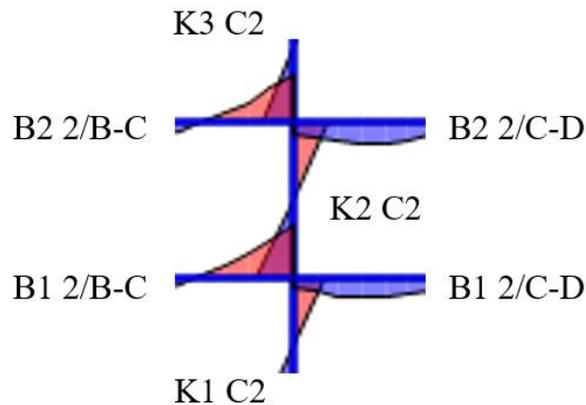
Gambar 4.54 Diagram Interaksi Kolom K1 C2 Joint Atas

Berdasarkan Gambar 4.51 sampai Gambar 4.54 terlihat bahwa kolom K2 C2 joint bawah memiliki nilai momen minimal 607 kN.m, K2 C2 joint atas memiliki nilai momen minimal 609 kN.m, K3 C2 joint bawah mempunyai nilai momen minimal 627 kN.m, dan K1 C2 joint atas memiliki nilai momen minimal 583 kN.m.

Selanjutnya setelah nilai momen kolom didapatkan akan dilanjutkan dengan pengecekan dengan 2 kondisi yaitu struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur bergoyang ke kanan

Jika struktur bergoyang ke kanan maka pengambilan momen balok pada hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 4.55.



Gambar 4.55 Hubungan Kolom Balok yang Ditinjau

- Joint atas kolom K2 C2

Dari Gambar 4.55 terlihat bahwa untuk joint atas kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan negatif balok B2 2/B-C dan momen tumpuan kiri positif balok B2 2/C-D. Kemudian, jumlah momen kolom pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen pada joint bawah kolom K3 C2 dan momen pada joint atas kolom K2 C2. Pengecekan selengkapnya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\Sigma M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \Sigma M_g$$

$$609 + 627 \geq \frac{6}{5} \times (249,6153 + 102,2611)$$

$$1236 \text{ kN.m} \geq 422,2517 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai ΣM_e lebih besar dari pada $\frac{6}{5}$ yang dikali dengan ΣM_g , maka syarat tersebut terpenuhi.

- Joint bawah kolom K1 C2

Dari Gambar 4.55 terlihat bahwa untuk joint bawah kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan negatif balok B1 2/B-C dan momen tumpuan kiri positif balok B1 2/C-D. Kemudian, jumlah momen kolom pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen pada joint bawah kolom K2 C2 dan momen pada joint atas kolom K1 C2. Pengecekan selengkapnya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\Sigma M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \Sigma M_g$$

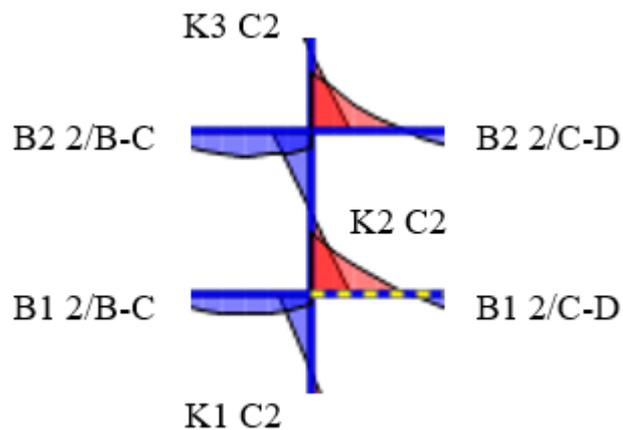
$$607 + 583 \geq \frac{6}{5} \times (262,4279 + 98,2642)$$

$$1190 \text{ kN.m} \geq 432,8305 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai ΣM_e lebih besar dari pada $\frac{6}{5}$ yang dikali dengan ΣM_g , maka syarat tersebut terpenuhi.

- Struktur bergoyang ke kiri

Jika struktur bergoyang ke kiri maka pengambilan momen balok pada hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 4.56.



Gambar 4.56 Hubungan Kolom Balok yang Ditinjau

- Joint atas kolom K2 C2

Dari Gambar 4.56 terlihat bahwa untuk joint atas kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan positif balok B2 2/B-C dan momen tumpuan kiri negatif balok B2 2/C-D. Kemudian, jumlah momen kolom pada pusat

hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen pada joint bawah kolom K3 C2 dan momen pada joint atas kolom K2 C2. Pengecekan selengkapnya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\Sigma M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \Sigma M_g$$

$$609 + 627 \geq \frac{6}{5} \times (126,1794 + 277,6075)$$

$$1236 \text{ kN.m} \geq 484,5443 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai ΣM_e lebih besar dari pada $\frac{6}{5}$ yang dikali dengan ΣM_g , maka syarat tersebut terpenuhi.

- Joint bawah kolom K1 C2

Dari Gambar 4.56 terlihat bahwa untuk joint bawah kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan positif balok B1 2/B-C dan momen tumpuan kiri negatif balok B1 2/C-D. Kemudian, jumlah momen kolom pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen pada joint bawah kolom K2 C2 dan momen pada joint atas kolom K1 C2. Pengecekan selengkapnya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\Sigma M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \Sigma M_g$$

$$607 + 583 \geq \frac{6}{5} \cdot (110,0468 + 274,8214)$$

$$1190 \text{ kN.m} \geq 461,8418 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai ΣM_e lebih besar dari pada $\frac{6}{5}$ yang dikali dengan ΣM_g , maka syarat tersebut terpenuhi.

SNI 2847:2019

Berdasarkan pasal 18.7.3.2 dikatakan bahwa kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan berikut.

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb}$$

Dengan keterangan:

ΣM_{nc} = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom yang merangka ke dalam joint

ΣM_{nb} = Jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam joint

Untuk mendapatkan nilai M_{nc} akan dibantu dengan *software* spcolumn. Nilai M_{nc} didapatkan dari nilai aksial dengan didasarkan pada rasio tulangan yang dipasang. Pada pasal 18.7.4.1 dikatakan bahwa, rasio penulangan tidak boleh kurang dari 1% dan tidak boleh melebihi 6%. Pengambilan nilai rasio ini akan dicoba dari batas minimalnya yaitu 1%. Dari nilai rasio tersebut akan dihitung luas tulangan yang dibutuhkan yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot h \\ &= 0,01 \times 600 \times 600 \\ &= 3600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka akan digunakan tulangan 8D25 (3927 mm²) dengan rasio terpasangnya adalah 1,13%.

$$1\% \leq 1,13\% \leq 6\%$$

Dikarenakan $1\% \leq \rho \leq 6\%$, maka rasio yang dipilih dapat digunakan. Selanjutnya tulangan yang dipilih akan dimasukkan ke dalam spcolumn beserta dengan data-data yang dibutuhkan untuk perencanaan kolom. Setelah data-data dimasukkan akan didapatkan diagram interaksi untuk mencari nilai momen berdasarkan beban aksial akibat kombinasi pembebanan gempa yang didapat dari SAP2000 seperti pada Tabel 4.30 sampai Tabel 4.33.

Tabel 4.30 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K2 C2 Joint Bawah

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	1,3258 D + 1,0 L ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	3409	595
2	1,3258 D + 1,0 L ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	3532	587
3	0,7742 D ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	1520	708
4	0,7742 D ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	1398	687

Tabel 4.31 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K2 C2 Joint Atas

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	1,3258 D + 1,0 L ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	3367	598
2	1,3258 D + 1,0 L ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	3489	590
3	0,7742 D ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	1495	704
4	0,7742 D ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	1373	683

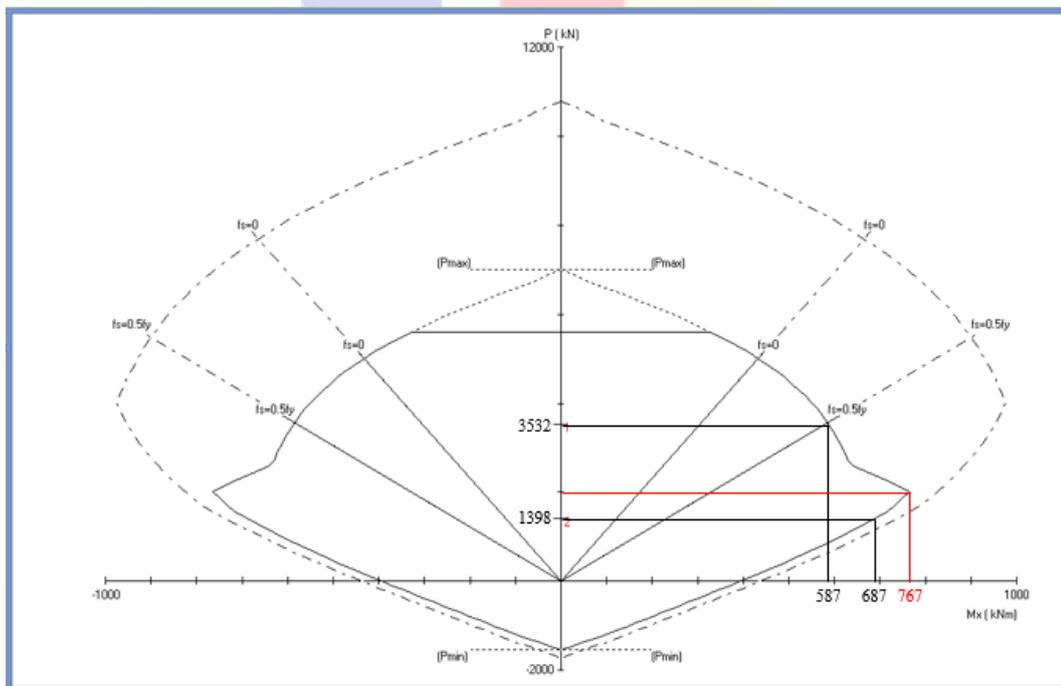
Tabel 4.32 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K3 C2 Joint Bawah

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	1,3258 D + 1,0 L ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	2946	620
2	1,3258 D + 1,0 L ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	3059	615
3	0,7742 D ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	1319	673
4	0,7742 D ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	1206	653

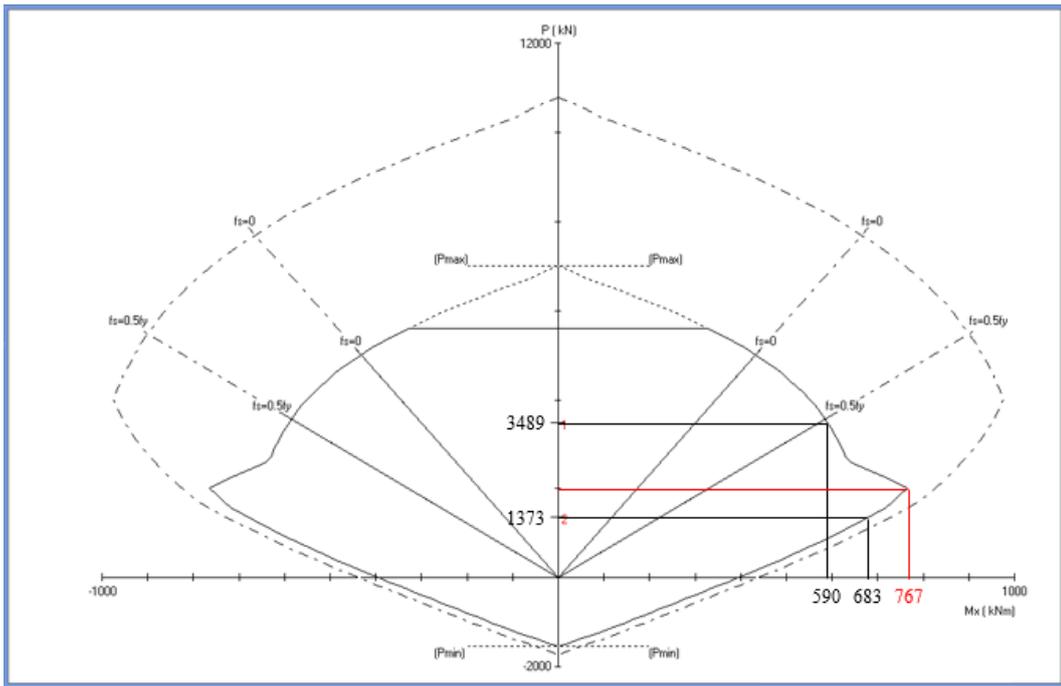
Tabel 4.33 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K1 C2 Joint Atas

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	1,3258 D + 1,0 L ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	3844	565
2	1,3258 D + 1,0 L ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	3995	552
3	0,7742 D ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	1702	731
4	0,7742 D ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	1578	717

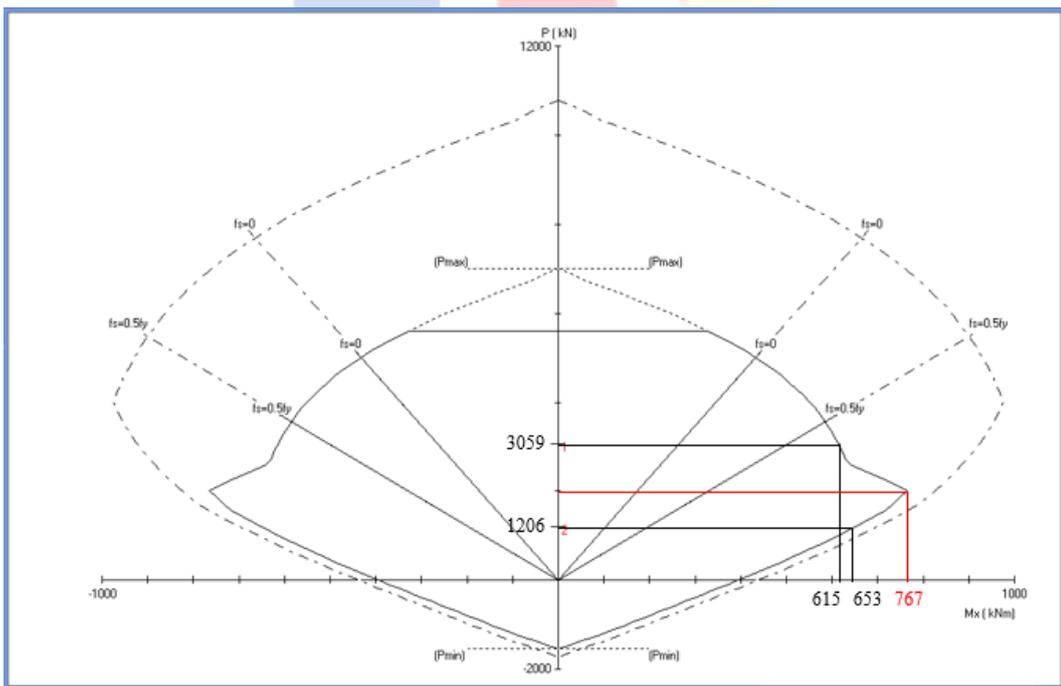
Berdasarkan Tabel 4.30 sampai Tabel 4.33 akan diambil nilai aksial yang terbesar dan terkecil untuk mendapatkan nilai momen minimalnya. Nilai momen minimal dapat terlihat dari spcolumn seperti pada Gambar 4.57 sampai Gambar 4.60.



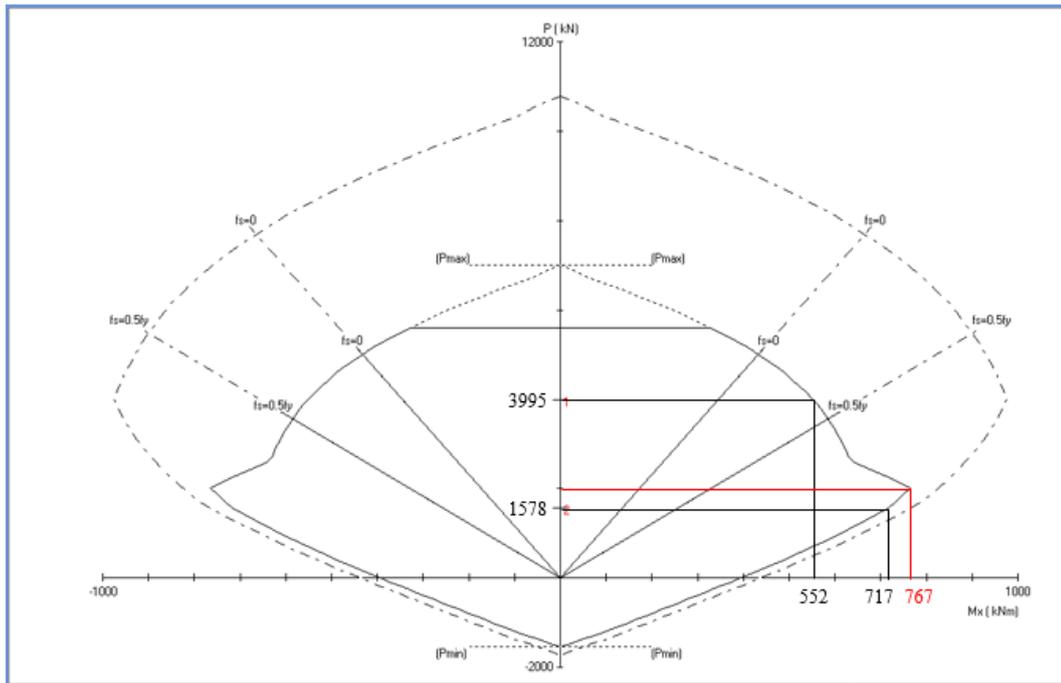
Gambar 4.57 Diagram Interaksi Kolom K2 C2 Joint Bawah



Gambar 4.58 Diagram Interaksi Kolom K2 C2 Joint Atas



Gambar 4.59 Diagram Interaksi Kolom K3 C2 Joint Bawah

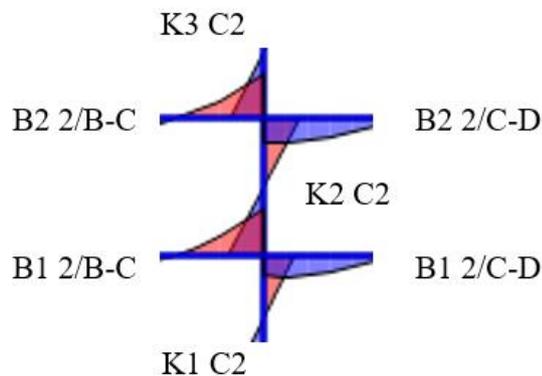


Gambar 4.60 Diagram Interaksi Kolom K1 C2 Joint Atas

Berdasarkan Gambar 4.57 sampai Gambar 4.60 terlihat bahwa kolom K2 C2 joint bawah memiliki nilai momen minimal 587 kN.m, K2 C2 joint atas memiliki nilai momen minimal 590 kN.m, K3 C2 joint bawah memiliki nilai momen minimal 615 kN.m, dan K1 C2 joint atas memiliki nilai momen minimal 552 kN.m. Selanjutnya setelah nilai momen kolom didapatkan akan dilanjutkan dengan pengecekan dengan 2 kondisi yaitu struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur bergoyang ke kanan

Jika struktur bergoyang ke kanan maka pengambilan momen balok pada hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 4.61.



Gambar 4.61 Hubungan Kolom Balok yang Ditinjau

- Joint atas kolom K2 C2

Dari Gambar 4.61 terlihat bahwa untuk joint atas kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan negatif balok B2 2/B-C dan momen tumpuan kiri positif balok B2 2/C-D. Kemudian, jumlah momen kolom pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen pada joint bawah kolom K3 C2 dan momen pada joint atas kolom K2 C2. Pengecekan selengkapnya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb}$$

$$590 + 615 \geq 1,2 \times (434,471 + 278,482)$$

$$1205 \text{ kN.m} \geq 855,5436 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai ΣM_e lebih besar dari pada 1,2 yang dikali dengan ΣM_g , maka syarat tersebut terpenuhi.

- Joint bawah kolom K1 C2

Dari Gambar 4.61 terlihat bahwa untuk joint bawah kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan negatif balok B1 2/B-C dan momen tumpuan kiri positif balok B1 2/C-D. Kemudian, jumlah momen kolom pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen pada joint bawah kolom K2 C2 dan momen pada joint atas kolom K1 C2. Pengecekan selengkapnya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb}$$

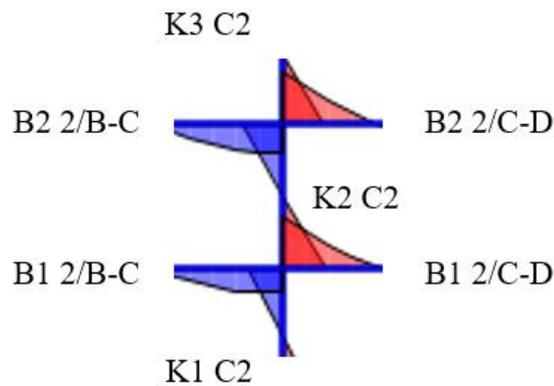
$$587 + 552 \geq 1,2 \times (436,575 + 260,1968)$$

$$1139 \text{ kN.m} \geq 836,1262 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai ΣM_e lebih besar dari pada 1,2 yang dikali dengan ΣM_g , maka syarat tersebut terpenuhi.

- Struktur bergoyang ke kiri

Jika struktur bergoyang ke kiri maka pengambilan momen balok pada hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 4.62.



Gambar 4.62 Hubungan Kolom Balok yang Ditinjau

- Joint atas kolom K2 C2

Dari Gambar 4.62 terlihat bahwa untuk joint atas kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan positif balok B2 2/B-C dan momen tumpuan kiri negatif balok B2 2/C-D. Kemudian, jumlah momen kolom pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen pada joint bawah kolom K3 C2 dan momen pada joint atas kolom K2 C2. Pengecekan selengkapnya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb}$$

$$590 + 615 \geq 1,2 \times (325,4162 + 456,1079)$$

$$1205 \text{ kN.m} \geq 937,8289 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai ΣM_e lebih besar dari pada 1,2 yang dikali dengan ΣM_g , maka syarat tersebut terpenuhi.

- Joint bawah kolom K1 C2

Dari Gambar 4.62 terlihat bahwa untuk joint bawah kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan positif balok B1 2/B-C dan momen tumpuan kiri negatif balok B1 2/C-D. Kemudian, jumlah momen kolom pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen pada joint bawah kolom K2 C2 dan momen pada joint atas kolom K1 C2. Pengecekan selengkapnya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb}$$

$$587 + 552 \geq 1,2 \times (297,1994 + 439,3442)$$

$$1139 \text{ kN.m} \geq 883,8523 \text{ kN.m}$$

Dikarenakan nilai ΣM_e lebih besar dari pada 1,2 yang dikali dengan ΣM_g , maka syarat tersebut terpenuhi.

4.5.2.2. Penulangan Transversal Kolom

Setelah kebutuhan tulangan longitudinal didapatkan, akan dilanjutkan dengan penulangan transversal kolom. Perhitungan ini akan dilakukan dengan 2 peraturan yaitu SNI 2847:2002 dan SNI 2847:2019.

SNI 2847:2002

Berdasarkan pasal 23.4.4(4) peraturan ini dikatakan bahwa tulangan transversal harus dipasang sepanjang l_o dari setiap muka hubungan balok kolom pada kedua sisi penampang yang berpotensi membentuk leleh lentur. Nilai l_o ditentukan tidak boleh kurang daripada:

- a. $h = 600 \text{ mm}$
- b. $\frac{1}{6} \cdot l_n = \frac{1}{6} \cdot 3100 = 516,67 \text{ mm}$
- c. 500 mm

Nilai l_o akan diambil yang terbesar dari yang ditentukan. Oleh karena itu diambil nilai l_o sebesar 600 mm . Selanjutnya dari nilai l_o akan dihitung nilai spasi maksimum berdasarkan pasal 24.4.4(2) yaitu spasi akan diambil yang terkecil dari:

- a. $\frac{1}{4}$ dimensi penampang terkecil $= \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$
- b. 6 diameter tulangan utama $= 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- c. $100 + \frac{350-h_x}{3} = 100 + \frac{350-206,5}{3} = 147,83 \text{ mm} \sim 125 \text{ mm}$

h_x merupakan spasi maksimum untuk kaki-kaki sengkang yang nilainya didapatkan dari:

$$\begin{aligned} h_x &= \frac{b - 2 \cdot \text{tebal selimut beton} - 2 \cdot D \text{ sengkang} - n \cdot D \text{ tul utama}}{n - 1} \\ &= \frac{600 - 2(40) - 2(16) - 3(25)}{2 - 1} \\ &= 206,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga spasi yang akan diambil yaitu 125 mm. Kemudian berdasarkan pasal 23.4.4(1) dikatakan bahwa luas penampang sengkang tertutup minimal harus ditentukan dari:

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_c'}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$= 0,3 \left(\frac{125 \cdot (600 - 2.40) \cdot 30}{420} \right) \left(\frac{600^2}{(600 - 2.40)^2} - 1 \right)$$

$$= 462 \text{ mm}^2$$

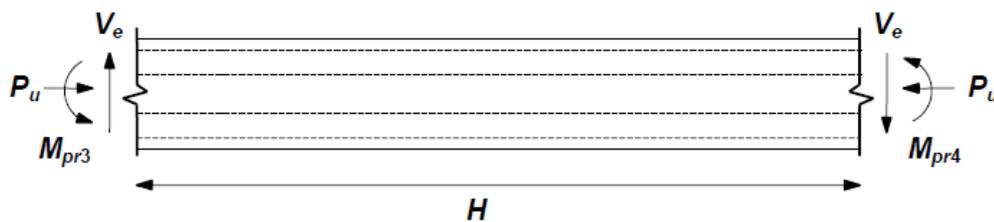
$$A_{sh} = 0,09 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_c'}{f_{yh}} \right)$$

$$= 0,09 \left(\frac{125 \cdot (600 - 2.40) \cdot 30}{420} \right)$$

$$= 418 \text{ mm}^2$$

Oleh karena itu akan dipasang tulangan 3D16 (603 mm²). Selanjutnya berdasarkan pasal 23.4.5(1) dikatakan bahwa gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok kolom pada setiap ujung komponen struktur menggunakan kuat momen maksimum (M_{pr}) dan gaya geser rencana tidak boleh kurang daripada geser terfaktor dari hasil analisis struktur seperti pada Gambar 4.63.

$$\text{Untuk kolom: } V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{H}$$



Gambar 4.63 Perencanaan Geser untuk Kolom

Kemudian pada pasal 23.5.1 dikatakan juga bahwa gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di hubungan balok kolom harus dihitung dengan tegangan kuat tarik sebesar 1,25f_y dan faktor reduksi (ϕ) sebesar 1. Perhitungan nilai M_{pr} kolom atas dan bawah akan menggunakan program bantu spcolumn. Setelah tegangan kuat

tarik dan faktor reduksi diubah, selanjutnya akan dimasukkan nilai aksial terfaktor untuk mendapatkan nilai momennya seperti pada Tabel 4.34 dan Tabel 4.35.

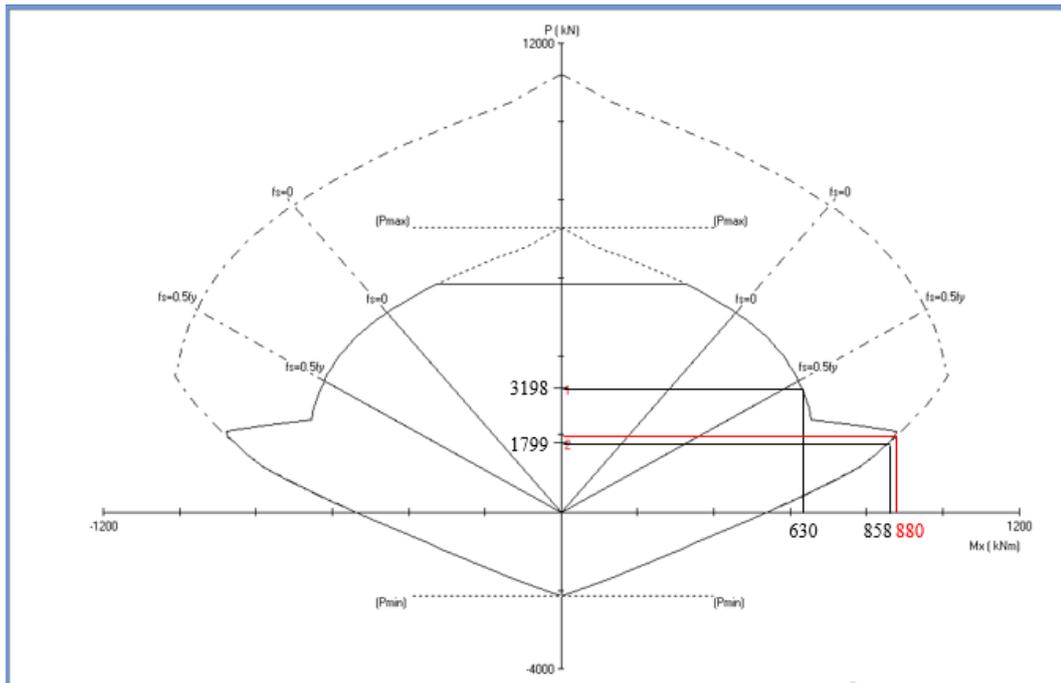
Tabel 4.34 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K2 C2 Joint Bawah

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	$1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	3147	632
2	$1,2 D + 1,0 L \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	3198	630
3	$0,9 D \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	1850	864
4	$0,9 D \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	1799	858

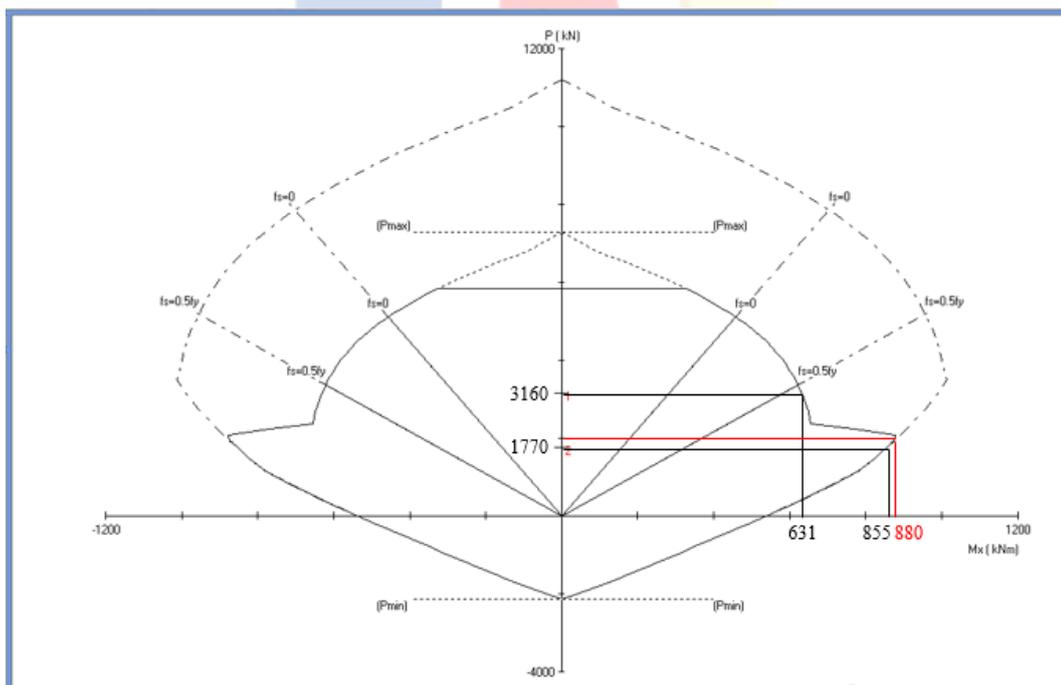
Tabel 4.35 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K2 C2 Joint Atas

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	$1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	3108	633
2	$1,2 D + 1,0 L \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	3160	631
3	$0,9 D \pm 1,0 E_x \pm 0,3 E_y$	1821	861
4	$0,9 D \pm 0,3 E_x \pm 1,0 E_y$	1770	855

Berdasarkan Tabel 4.34 dan Tabel 4.35 akan diambil nilai aksial yang terbesar dan terkecil untuk mendapatkan nilai momen maksimalnya. Nilai momen maksimal dapat terlihat dari spcolumn seperti pada Gambar 4.64 dan Gambar 4.65.



Gambar 4.64 Diagram Interaksi untuk Kolom K2 C2 Joint Bawah



Gambar 4.65 Diagram Interaksi Kolom K2 C2 Joint Bawah

Berdasarkan Gambar 4.64 dan 4.65 terlihat bahwa kolom K2 C2 joint bawah dan K2 C2 joint atas keduanya mempunyai momen maksimum diantara nilai aksial terbesar dan terkecilnya yaitu 880 kN. Selanjutnya setelah nilai momen kolom

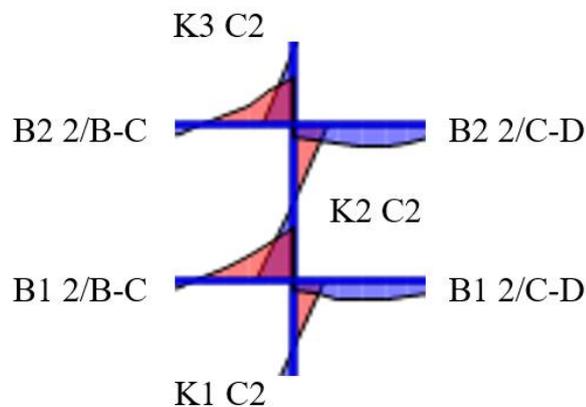
didapatkan akan dilanjutkan dengan perhitungan nilai gaya geser rencana (V_e) sebagai berikut:

$$V_e = \frac{M_{pr\ atas} + M_{pr\ bawah}}{h_{in}} = \frac{880 + 880}{3,7 - 0,6} = 567,74\text{ kN}$$

Selanjutnya untuk perhitungan gaya geser desain akan dilakukan pada 2 kondisi yaitu saat struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur bergoyang ke kanan

Jika struktur bergoyang ke kanan maka pengambilan momen balok pada hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 4.66.



Gambar 4.66 Hubungan Kolom Balok yang Ditinjau

- Joint atas kolom K2 C2

Dari Gambar 4.66 terlihat bahwa untuk joint atas kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan negatif balok B2 2/B-C yaitu sebesar 249,6153 kN.m dan momen tumpuan kiri positif balok B2 2/C-D yaitu sebesar 102,2611 kN.m. Sehingga jumlah momen balok yang bekerja pada hubungan balok kolom adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_b &= M_{b1} + M_{b2} \\ &= 249,6153 + 102,2611 \\ &= 351,8764\text{ kN.m}\end{aligned}$$

Kemudian dari momen balok pada hubungan balok kolom akan dihitung yang bekerja pada kolom K2 C2 menggunakan perbandingan kekakuan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
k &= \frac{\frac{6EI}{h_1^2}}{\frac{6EI}{h_1^2} + \frac{6EI}{h_2^2}} \\
&= \frac{\frac{1}{h_1^2}}{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \\
&= \frac{h_2^2}{h_1^2 + h_2^2} \\
&= \frac{3,7^2}{3,7^2 + 3,7^2} \\
&= 0,5
\end{aligned}$$

Maka, berdasarkan perbandingan kekakuan tersebut didapatkan bahwa pada kolom K2 C2 menerima momen sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
M_{pr(+)} &= k \cdot \Sigma M_b \\
&= 0,5 \times 351,8764 \\
&= 175,9382 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

- Joint bawah kolom K2 C2

Dari Gambar 4.66 terlihat bahwa untuk joint bawah kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan negatif balok B1 2/B-C yaitu sebesar 262,4279 kN.m dan momen tumpuan kiri positif balok B1 2/C-D yaitu sebesar 98,2642 kN.m. Sehingga jumlah momen balok yang bekerja pada hubungan balok kolom adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
\Sigma M_b &= M_{b1} + M_{b2} \\
&= 262,4279 + 98,2642 \\
&= 360,6921 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

Kemudian dari momen balok pada hubungan balok kolom akan dihitung yang bekerja pada kolom K2 C2 menggunakan perbandingan kekakuan sebagai berikut:

$$k = \frac{\frac{6EI}{h_1^2}}{\frac{6EI}{h_1^2} + \frac{6EI}{h_2^2}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{\frac{1}{h_1^2}}{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \\
&= \frac{h_2^2}{h_1^2 + h_2^2} \\
&= \frac{4,7^2}{3,7^2 + 4,7^2} \\
&= 0,6174
\end{aligned}$$

Maka, berdasarkan perbandingan kekakuan tersebut didapatkan bahwa pada kolom K2 C2 menerima momen sebagai berikut:

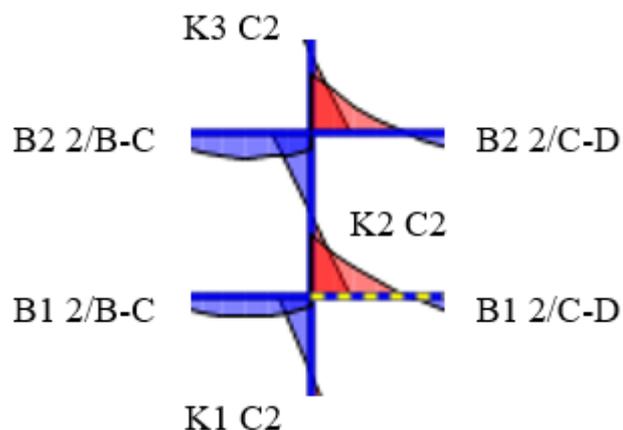
$$\begin{aligned}
M_{pr(-)} &= k \cdot \Sigma M_b \\
&= 0,6174 \times 360,6921 \\
&= 222,6913 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

Berdasarkan $M_{pr(+)}$ dan $M_{pr(-)}$ dari balok yang bertemu di hubungan balok kolom, akan dihitung gaya geser desain (V_u) sebagai berikut:

$$V_u = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{h_{in}} = \frac{175,9382 + 222,6913}{3,7 - 0,6} = 128,5902 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

Jika struktur bergoyang ke kiri maka pengambilan momen balok pada hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 4.67.



Gambar 4.67 Hubungan Kolom Balok yang Ditinjau

- Joint atas kolom K2 C2

Dari Gambar 4.67 terlihat bahwa untuk joint atas kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan positif balok B2 2/B-C yaitu sebesar 126,1794 kN.m dan momen tumpuan kiri negatif balok B2 2/C-D yaitu sebesar 277,6075 kN.m. Sehingga jumlah momen balok yang bekerja pada hubungan balok kolom adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_b &= M_{b1} + M_{b2} \\ &= 126,1794 + 277,6075 \\ &= 403,7869 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Kemudian dari momen balok pada hubungan balok kolom akan dihitung yang bekerja pada kolom K2 C2 menggunakan perbandingan kekakuan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}k &= \frac{\frac{6EI}{h_1^2}}{\frac{6EI}{h_1^2} + \frac{6EI}{h_2^2}} \\ &= \frac{\frac{1}{h_1^2}}{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \\ &= \frac{h_2^2}{h_1^2 + h_2^2} \\ &= \frac{3,7^2}{3,7^2 + 3,7^2} \\ &= 0,5\end{aligned}$$

Maka, berdasarkan perbandingan kekakuan tersebut didapatkan bahwa pada kolom K2 C2 menerima momen sebagai berikut:

$$\begin{aligned}M_{pr(+)} &= k \cdot \Sigma M_b \\ &= 0,5 \times 403,7869 \\ &= 201,8935 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

- Joint bawah kolom K2 C2

Dari Gambar 4.67 terlihat bahwa untuk joint bawah kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah

momen tumpuan kanan positif balok B1 2/B-C yaitu sebesar 110,0468 kN.m dan momen tumpuan kiri negatif balok B1 2/C-D yaitu sebesar 274,8214 kN.m. Sehingga jumlah momen balok yang bekerja pada hubungan balok kolom adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_b &= M_{b1} + M_{b2} \\ &= 110,0468 + 274,8214 \\ &= 384.8682 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Kemudian dari momen balok pada hubungan balok kolom akan dihitung yang bekerja pada kolom K2 C2 menggunakan perbandingan kekakuan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}k &= \frac{\frac{6EI}{h_1^2}}{\frac{6EI}{h_1^2} + \frac{6EI}{h_2^2}} \\ &= \frac{\frac{1}{h_1^2}}{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \\ &= \frac{h_2^2}{h_1^2 + h_2^2} \\ &= \frac{4,7^2}{3,7^2 + 4,7^2} \\ &= 0,6174\end{aligned}$$



Maka, berdasarkan perbandingan kekakuan tersebut didapatkan bahwa pada kolom K2 C2 menerima momen sebagai berikut:

$$\begin{aligned}M_{pr(-)} &= k \cdot \Sigma M_b \\ &= 0,6174 \times 384.8682 \\ &= 237,6176 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Berdasarkan $M_{pr(+)}$ dan $M_{pr(-)}$ dari balok yang bertemu di hubungan balok kolom, akan dihitung gaya geser desain (V_u) sebagai berikut:

$$V_u = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{h_{in}} = \frac{201,8935 + 237,6176}{3,7 - 0,6} = 141,7778 \text{ kN}$$

Kemudian, pada pasal 23.4.5(1) dikatakan bahwa nilai gaya geser rencana (V_e) tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana terbesar akibat struktur

bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri yang ditentukan dari hubungan balok kolom berdasarkan kuat momen maksimum (V_u) .

$$V_e \leq V_{u \max}$$

$$567,74 \text{ kN} \leq 141,7778 \text{ kN}$$

Dikarenakan nilai gaya geser rencana (V_e) lebih besar daripada gaya geser rencana yang ditentukan dari hubungan balok kolom (V_u) maka gaya geser rencana yang akan digunakan dalam perhitungan yaitu 141,7778 kN. Selanjutnya, dengan pasal yang sama yaitu 23.4.5(1) dikatakan juga bahwa gaya geser rencana (V_e) tidak boleh lebih kecil daripada geser terfaktor hasil perhitungan analisis struktur.

$$V_e \geq V_{u \text{ analisis}}$$

$$141,7778 \text{ kN} \geq 100,852 \text{ kN}$$

Jika nilai V_e sudah lebih besar daripada $V_{u \text{ analisis}}$ maka syarat tersebut telah terpenuhi. Selanjutnya, berdasarkan pasal 23.4.5(2) dikatakan bahwa tulangan transversal pada komponen struktur sepanjang l_o harus direncanakan memikul geser dengan menggap nilai $V_c = 0$ dengan ketentuan sebagai berikut:

1. Gaya geser akibat gempa harus mewakili 50% atau lebih dari kuat geser perlu maksimum pada bagian sepanjang l_o tersebut;

$$\frac{1}{2} \cdot V_e \geq V_u$$

$$\frac{1}{2} \cdot 567,74 \text{ kN} \geq 112,63 \text{ kN}$$

$$283,87 \text{ kN} \geq 112,63 \text{ kN}$$

2. Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $A_g \cdot f_c' / 20$.

$$P_u \leq \frac{A_g \cdot f_c'}{20}$$

$$3198 \text{ kN} \leq \frac{600^2 \cdot 30}{20} \cdot 10^{-3}$$

$$3198 \text{ kN} \leq 540 \text{ kN}$$

Dikarenakan pada persyaratan ke 2 tidak terpenuhi maka nilai V_c akan dihitung sebagai berikut:

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

$$= \left(1 + \frac{3198 \times 10^3}{14 \times 600 \times 600} \right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 600 \times (0,9 \times 600)$$

$$= 483443,4031 \text{ N} \sim 483,4434 \text{ kN}$$

Kemudian dari nilai V_c akan dihitung nilai V_s dengan ketentuan jika nilai V_s yang didapatkan negatif maka akan digunakan 0. Untuk perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{112,63}{0,75} - 483,4434$$

$$= -333,27 \text{ kN} \sim 0 \text{ kN}$$

Dikarenakan nilai V_s didapatkan 0 maka spasi antar tulangan akan digunakan s_{max} yang telah dihitung sebelumnya yaitu 125 mm. Sehingga pada jarak sepanjang l_o akan dipasang tulangan transversal 3D16 dengan spasi antar tulangan 125 mm.

Kemudian untuk daerah di luar l_o , berdasarkan pasal 18.7.5.5 dikatakan bahwa kolom harus diberi tulangan sengkang dengan spasi s tidak melebihi nilai terkecil dari:

- a. 6 diameter terkecil = $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- b. 150 mm

Dikarenakan nilai $V_s = 0$ maka akan digunakan spasi antar tulangan sebesar 150 mm.

SNI 2847:2019

Berdasarkan pasal 18.7.5.1 peraturan ini dikatakan bahwa tulangan transversal harus dipasang sepanjang l_o dari setiap muka hubungan balok kolom pada kedua sisi penampang yang berpotensi membentuk leleh lentur. Nilai l_o ditentukan tidak boleh kurang daripada:

- a. $h = 600 \text{ mm}$
- b. $\frac{1}{6} \cdot l_n = \frac{1}{6} \cdot 3100 = 516,67 \text{ mm}$
- c. 450 mm

Nilai l_0 akan diambil yang terbesar dari yang ditentukan. Oleh karena itu diambil nilai l_0 sebesar 600 mm. Selanjutnya dari nilai l_0 akan dihitung nilai spasi maksimum berdasarkan pasal 18.7.5.3 yaitu spasi akan diambil yang terkecil dari:

- $\frac{1}{4}$ dimensi penampang terkecil = $\frac{1}{4} \times 600 = 150$ mm
- 6 diameter tulangan utama = $6 \times 25 = 150$ mm
- $100 + \frac{350-h_x}{3} = 100 + \frac{350-206,5}{3} = 147,83$ mm ~ 125 mm

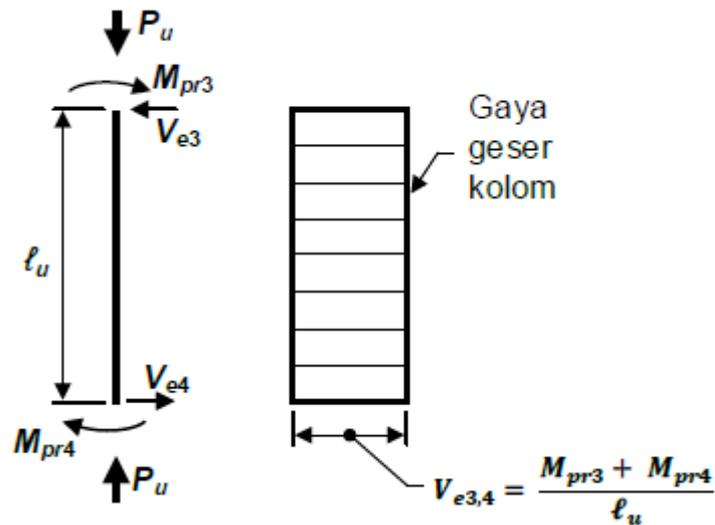
h_x merupakan spasi maksimum untuk kaki-kaki sengkang yang nilainya didapatkan dari:

$$\begin{aligned} h_x &= \frac{b - 2 \cdot \text{tebal selimut beton} - 2 \cdot D \text{ sengkang} - n \cdot D \text{ tul utama}}{n - 1} \\ &= \frac{600 - 2(40) - 2(16) - 3(25)}{2 - 1} \\ &= 206,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga spasi yang akan diambil yaitu 125 mm. Kemudian berdasarkan pasal 18.7.5.4 dikatakan bahwa luas penampang sengkang tertutup minimal harus ditentukan dari:

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \right) \\ &= 0,3 \left(\frac{600^2}{(600 - 2 \cdot 40)^2} - 1 \right) \left(\frac{125 \times (600 - 2 \cdot 40) \times 30}{420} \right) \\ &= 462 \text{ mm}^2 \\ A_{sh} &= 0,09 \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \right) \\ &= 0,09 \left(\frac{125 \times (600 - 2 \cdot 40) \times 30}{420} \right) \\ &= 418 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Oleh karena itu akan dipasang tulangan 3D16 (603 mm²). Selanjutnya berdasarkan pasal 18.7.6.1.1 dikatakan bahwa gaya geser rencana (V_e) harus ditentukan dari peninjauan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok kolom pada setiap ujung komponen struktur menggunakan kuat momen maksimum (M_{pr}) dan gaya geser rencana tidak boleh kurang daripada geser terfaktor dari hasil analisis struktur seperti pada Gambar 4.68.



Gambar 4.68 Perencanaan Geser untuk Kolom

Kemudian pada pasal R18.7.6.1.1 dikatakan juga bahwa gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di hubungan balok kolom harus dihitung dengan tegangan kuat tarik sebesar $1,25f_y$ dan faktor reduksi (ϕ) sebesar 1. Perhitungan nilai M_{pr} kolom atas dan bawah akan menggunakan program bantu spcolumn. Setelah tegangan kuat tarik dan faktor reduksi diubah, selanjutnya akan dimasukkan nilai aksial terfaktor untuk mendapatkan nilai momennya seperti pada Tabel 4.36 dan Tabel 4.37.

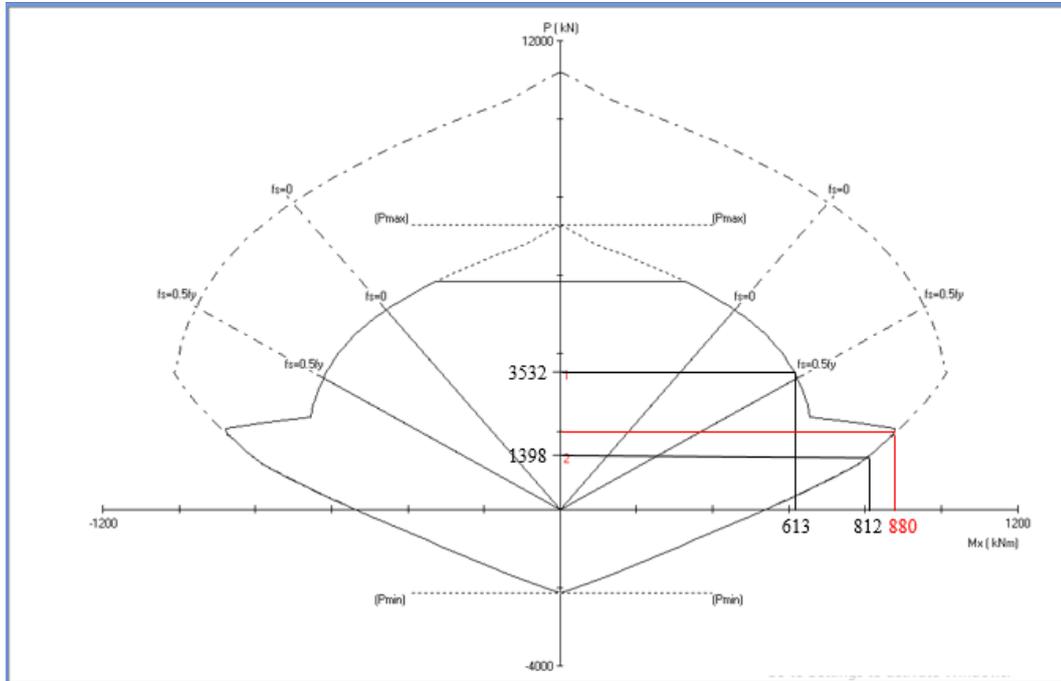
Tabel 4.36 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K2 C2 Joint Bawah

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	1,3258 D + 1,0 L ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	3409	619
2	1,3258 D + 1,0 L ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	3532	613
3	0,7742 D ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	1520	826
4	0,7742 D ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	1398	812

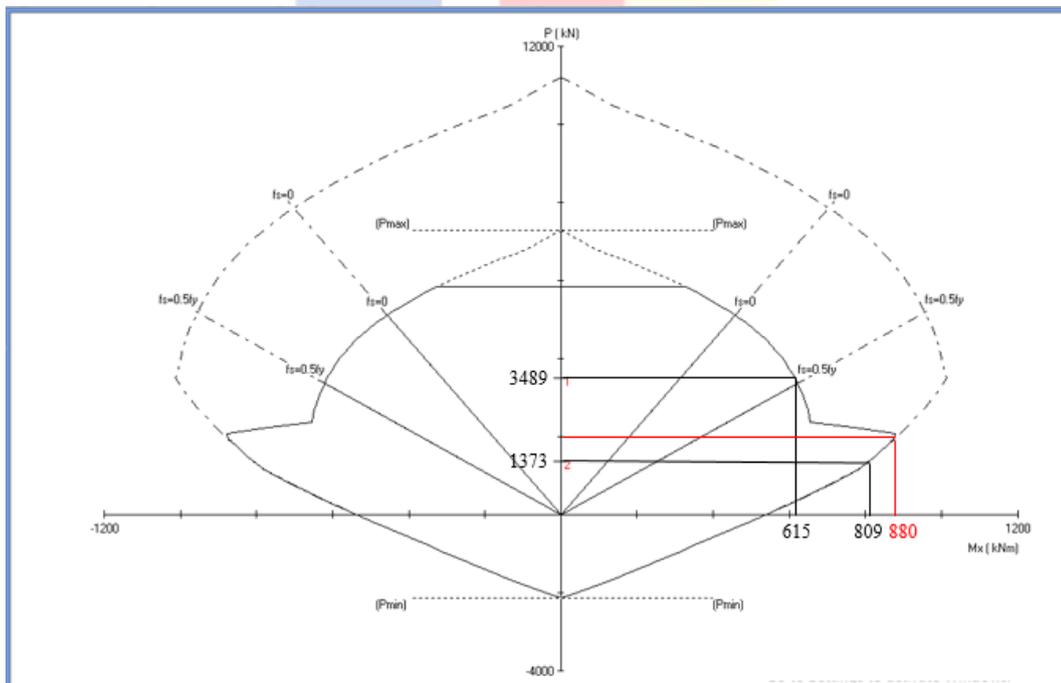
Tabel 4.37 Nilai Aksial dan Momen pada Kolom K2 C2 Joint Atas

No	Kombinasi Beban	Aksial (kN)	Momen (kN.m)
1	1,3258 D + 1,0 L ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	3367	621
2	1,3258 D + 1,0 L ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	3489	615
3	0,7742 D ± 1,3 Ex ± 0,39 Ey	1495	823
4	0,7742 D ± 0,39 Ex ± 1,3 Ey	1373	809

Berdasarkan Tabel 4.36 dan Tabel 4.37 akan diambil nilai aksial yang terbesar dan terkecil untuk mendapatkan nilai momen maksimalnya. Nilai momen maksimal dapat terlihat dari spcolumn seperti pada Gambar 4.69 dan Gambar 4.70.



Gambar 4.69 Diagram Interaksi untuk Kolom K2 C2 Joint Bawah



Gambar 4.70 Diagram Interaksi Kolom K2 C2 Joint Bawah

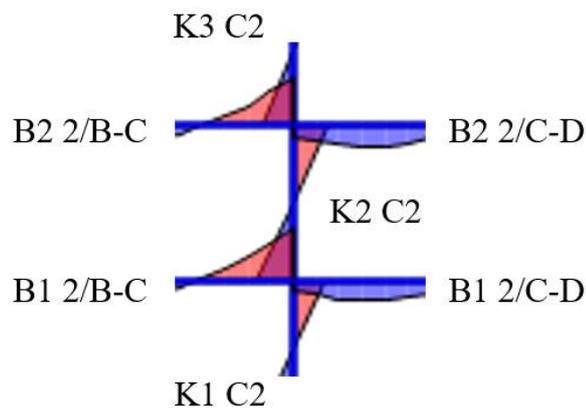
Berdasarkan Gambar 4.69 dan 4.70 terlihat bahwa kolom K2 C2 joint bawah dan K2 C2 joint atas keduanya mempunyai momen maksimum diantara nilai aksial terbesar dan terkecilnya yaitu 880 kN. Selanjutnya setelah nilai momen kolom didapatkan akan dilanjutkan dengan perhitungan nilai gaya geser rencana (V_e) sebagai berikut:

$$V_e = \frac{M_{pr\ atas} + M_{pr\ bawah}}{h_{in}} = \frac{880 + 880}{3,7 - 0,6} = 567,74\ kN$$

Selanjutnya untuk perhitungan gaya geser desain akan dilakukan pada 2 kondisi yaitu saat struktur bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri.

- Struktur bergoyang ke kanan

Jika struktur bergoyang ke kanan maka pengambilan momen balok pada hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 4.71.



Gambar 4.71 Hubungan Kolom Balok yang Ditinjau

- Joint atas kolom K2 C2

Dari Gambar 4.71 terlihat bahwa untuk joint atas kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan negatif balok B2 2/B-C yaitu sebesar 434,471 kN.m dan momen tumpuan kiri positif balok B2 2/C-D yaitu sebesar 278,482 kN.m. Sehingga jumlah momen balok yang bekerja pada hubungan balok kolom adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \Sigma M_b &= M_{b1} + M_{b2} \\ &= 434,471 + 278,482 \\ &= 712,953\ kN.m \end{aligned}$$

Kemudian dari momen balok pada hubungan balok kolom akan dihitung yang bekerja pada kolom K2 C2 menggunakan perbandingan kekakuan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{\frac{6EI}{h_1^2}}{\frac{6EI}{h_1^2} + \frac{6EI}{h_2^2}} \\
 &= \frac{\frac{1}{h_1^2}}{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \\
 &= \frac{h_2^2}{h_1^2 + h_2^2} \\
 &= \frac{3,7^2}{3,7^2 + 3,7^2} \\
 &= 0,5
 \end{aligned}$$

Maka, berdasarkan perbandingan kekakuan tersebut didapatkan bahwa pada kolom K2 C2 menerima momen sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_{pr(+)} &= k \cdot \Sigma M_b \\
 &= 0,5 \times 712,953 \\
 &= 356,4765 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Joint bawah kolom K2 C2

Dari Gambar 4.71 terlihat bahwa untuk joint bawah kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan negatif balok B1 2/B-C yaitu sebesar 436,575 kN.m dan momen tumpuan kiri positif balok B1 2/C-D yaitu sebesar 260,1968 kN.m. Sehingga jumlah momen balok yang bekerja pada hubungan balok kolom adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_b &= M_{b1} + M_{b2} \\
 &= 436,575 + 260,1968 \\
 &= 696,7718 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Kemudian dari momen balok pada hubungan balok kolom akan dihitung yang bekerja pada kolom K2 C2 menggunakan perbandingan kekakuan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 k &= \frac{\frac{6EI}{h_1^2}}{\frac{6EI}{h_1^2} + \frac{6EI}{h_2^2}} \\
 &= \frac{\frac{1}{h_1^2}}{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \\
 &= \frac{h_2^2}{h_1^2 + h_2^2} \\
 &= \frac{4,7^2}{3,7^2 + 4,7^2} \\
 &= 0,6174
 \end{aligned}$$

Maka, berdasarkan perbandingan kekakuan tersebut didapatkan bahwa pada kolom K2 C2 menerima momen sebagai berikut:

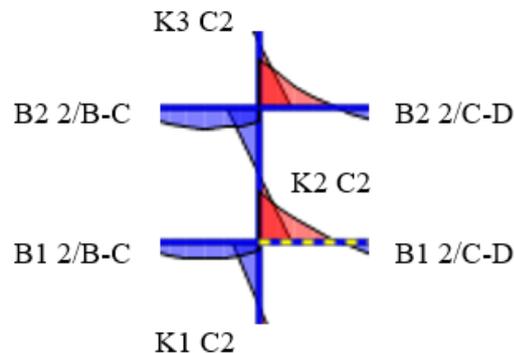
$$\begin{aligned}
 M_{pr(-)} &= k \cdot \Sigma M_b \\
 &= 0,6174 \times 696,7718 \\
 &= 430,1869 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan $M_{pr(+)}$ dan $M_{pr(-)}$ dari balok yang bertemu di hubungan balok kolom, akan dihitung gaya geser desain (V_u) sebagai berikut:

$$V_u = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{h_{in}} = \frac{356,4765 + 430,1869}{3,7 - 0,6} = 253,76 \text{ kN}$$

- Struktur bergoyang ke kiri

Jika struktur bergoyang ke kiri maka pengambilan momen balok pada hubungan balok kolom dapat dilihat pada Gambar 4.72.



Gambar 4.72 Hubungan Kolom Balok yang Ditinjau

- Joint atas kolom K2 C2

Dari Gambar 4.72 terlihat bahwa untuk joint atas kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah momen tumpuan kanan positif balok B2 2/B-C yaitu sebesar 325,4162 kN.m dan momen tumpuan kiri negatif balok B2 2/C-D yaitu sebesar 456,1079 kN.m. Sehingga jumlah momen balok yang bekerja pada hubungan balok kolom adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_b &= M_{b1} + M_{b2} \\ &= 325,4162 + 456,1079 \\ &= 781,5241 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Kemudian dari momen balok pada hubungan balok kolom akan dihitung yang bekerja pada kolom K2 C2 menggunakan perbandingan kekakuan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}k &= \frac{\frac{6EI}{h_1^2}}{\frac{6EI}{h_1^2} + \frac{6EI}{h_2^2}} \\ &= \frac{\frac{1}{h_1^2}}{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \\ &= \frac{h_2^2}{h_1^2 + h_2^2} \\ &= \frac{3,7^2}{3,7^2 + 3,7^2} \\ &= 0,5\end{aligned}$$

Maka, berdasarkan perbandingan kekakuan tersebut didapatkan bahwa pada kolom K2 C2 menerima momen sebagai berikut:

$$\begin{aligned}M_{pr(+)} &= k \cdot \Sigma M_b \\ &= 0,5 \times 781,5241 \\ &= 390,7621 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

- Joint bawah kolom K2 C2

Dari Gambar 4.72 terlihat bahwa untuk joint bawah kolom K2 C2 jumlah momen balok pada pusat hubungan balok kolom yang digunakan adalah

momen tumpuan kanan positif balok B1 2/B-C yaitu sebesar 297,1994 kN.m dan momen tumpuan kiri negatif balok B1 2/C-D yaitu sebesar 439,3442 kN.m. Sehingga jumlah momen balok yang bekerja pada hubungan balok kolom adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_b &= M_{b1} + M_{b2} \\ &= 297,1994 + 439,3442 \\ &= 736,5436 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Kemudian dari momen balok pada hubungan balok kolom akan dihitung yang bekerja pada kolom K2 C2 menggunakan perbandingan kekakuan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}k &= \frac{\frac{6EI}{h_1^2}}{\frac{6EI}{h_1^2} + \frac{6EI}{h_2^2}} \\ &= \frac{\frac{1}{h_1^2}}{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \\ &= \frac{h_2^2}{h_1^2 + h_2^2} \\ &= \frac{4,7^2}{3,7^2 + 4,7^2} \\ &= 0,6174\end{aligned}$$



Maka, berdasarkan perbandingan kekakuan tersebut didapatkan bahwa pada kolom K2 C2 menerima momen sebagai berikut:

$$\begin{aligned}M_{pr(-)} &= k \cdot \Sigma M_b \\ &= 0,6174 \times 736,5436 \\ &= 454,742 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

Berdasarkan $M_{pr(+)}$ dan $M_{pr(-)}$ dari balok yang bertemu di hubungan balok kolom, akan dihitung gaya geser desain (V_u) sebagai berikut:

$$V_u = \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{h_{in}} = \frac{390,7621 + 454,742}{3,7 - 0,6} = 272,74 \text{ kN}$$

Kemudian, pada pasal 18.7.6.1.1 dikatakan bahwa nilai gaya geser rencana (V_e) tidak perlu lebih besar daripada gaya geser rencana terbesar akibat struktur

bergoyang ke kanan dan struktur bergoyang ke kiri yang ditentukan dari hubungan balok kolom berdasarkan kuat momen maksimum (V_u) .

$$V_e \leq V_{u \max}$$

$$567,74 \text{ kN} \leq 272,74 \text{ kN}$$

Dikarenakan nilai gaya geser rencana (V_e) lebih besar daripada gaya geser rencana yang ditentukan dari hubungan balok kolom (V_u) maka gaya geser rencana yang akan digunakan dalam perhitungan yaitu 272,74 kN. Selanjutnya, dengan pasal yang sama yaitu 18.7.6.1.1 dikatakan juga bahwa gaya geser rencana (V_e) tidak boleh lebih kecil daripada geser terfaktor hasil perhitungan analisis struktur.

$$V_e \geq V_{u \text{ analisis}}$$

$$272,74 \text{ kN} \geq 203,193 \text{ kN}$$

Jika nilai V_e sudah lebih besar daripada $V_{u \text{ analisis}}$ maka syarat tersebut telah terpenuhi. Selanjutnya, berdasarkan pasal 18.7.6.2.1 dikatakan bahwa tulangan transversal pada komponen struktur sepanjang l_o harus direncanakan memikul geser dengan menggap nilai $V_c = 0$ dengan ketentuan sebagai berikut:

1. Gaya geser akibat gempa minimal setengah kekuatan perlu maksimum di sepanjang bentang l_o ;

$$\frac{1}{2} \cdot V_e \geq V_u$$

$$\frac{1}{2} \cdot 567,74 \text{ kN} \geq 272,74 \text{ kN}$$

$$283,87 \text{ kN} \geq 272,74 \text{ kN}$$

2. Gaya tekan aksial terfaktor termasuk akibat pengaruh gempa tidak melampaui $A_g \cdot f_c' / 20$.

$$P_u \leq \frac{A_g \cdot f_c'}{20}$$

$$3532 \text{ kN} \leq \frac{600^2 \times 30}{20} \cdot 10^{-3}$$

$$3532 \text{ kN} \leq 540 \text{ kN}$$

Dikarenakan pada persyaratan ke 2 tidak terpenuhi maka nilai V_c akan dihitung sebagai berikut:

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

$$= \left(1 + \frac{3198 \times 10^3}{14 \times 600 \times 600} \right) \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 600 \times (0,9 \times 600)$$

$$= 483443,4031 \text{ N} \sim 483,4434 \text{ kN}$$

Kemudian dari nilai V_c akan dihitung nilai V_s dengan ketentuan jika nilai V_s yang didapatkan negatif maka akan digunakan 0. Untuk perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{272,74}{0,75} - 483,4434$$

$$= -333,27 \text{ kN} \sim 0 \text{ kN}$$

Dikarenakan nilai V_s didapatkan 0 maka spasi antar tulangan akan digunakan s_{max} yang telah dihitung sebelumnya yaitu 125 mm. Sehingga pada jarak sepanjang l_o akan dipasang tulangan transversal 3D16 dengan spasi antar tulangan 125 mm.

Kemudian untuk daerah di luar l_o , berdasarkan pasal 18.7.5.5 dikatakan bahwa kolom harus diberi tulangan sengkang dengan spasi s tidak melebihi nilai terkecil dari:

- c. 6 diameter terkecil = $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- d. 150 mm

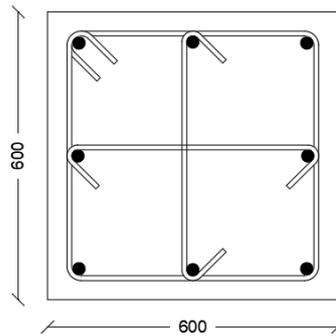
Dikarenakan nilai $V_s = 0$ maka akan digunakan spasi antar tulangan sebesar 150 mm.

4.6. Volume Struktur

Berdasarkan hasil desain struktur menggunakan peraturan 2002 dan 2019, akan dihitung volumenya (beton dan besi) untuk kemudian dibandingkan. Perhitungan yang akan ditunjukkan adalah balok B2 2/C-D dan kolom K2 C2. Untuk volume keseluruhan dapat dilihat pada lampiran.

4.6.1. Kolom

Berdasarkan hasil desain kolom didapatkan hasil penulangan antara peraturan tahun 2002 dan 2019 sama. Sehingga perhitungan ini akan langsung menghitung keduanya. Berikut merupakan gambar kolom K2 C2 hasil desain struktur seperti pada Gambar 4.73.



Gambar 4.73 Kolom Hasil Desain Struktur

Dari Gambar 4.73 data-data untuk kolom tersebut dapat dilihat sebagai berikut:

Panjang	= 600 mm
Lebar	= 600 mm
Tinggi	= 3,7 m
Tebal Selimut Beton	= 40 mm
Tebal Pelat	= 140 mm
Tulangan Utama	= 8D25
Tulangan Sengkang Tumpuan	= D16-125
Tulangan Kait Tumpuan	= D16-125
Tulangan Sengkang Lapangan	= D16-150
Tulangan Kait Lapangan	= D16-150

Volume beton berdasarkan hasil desain peraturan tahun 2002 dan 2019

Perhitungan volume beton kolom berdasarkan SMPI dihitung dalam m³. Untuk perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_{beton} &= panjang \times lebar \times (tinggi - tebal pelat) \\
 &= 0,6 \times 0,6 \times (3,7 - 0,14) \\
 &= 1,2816 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Volume pembesian berdasarkan hasil desain peraturan tahun 2002 dan 2019

Perhitungan volume pembesian kolom berdasarkan SMPI dihitung dalam kg. Untuk perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

- **Tulangan utama kolom**

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang} &= (\text{tinggi} - 2 \times \text{selimut beton}) + (2 \times \text{penjangkaran } 40d) + (2 \times \\
 &\quad \text{diameter bengkokan } 6d)
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang} = (3,7 - 2 \times 0,04) + (2 \times 40 \times 0,025) + (2 \times 6 \times 0,025)$$

$$\text{Panjang} = 5,92 \text{ m}$$

- **Tulangan sengkang tumpuan kolom**

Berdasarkan spasi antar tulangan yang telah ditentukan akan dihitung jumlah tulangan sengkang yang diperlukan pada daerah tumpuan kolom sejauh l_0 .

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{l_0}{\text{spasi}}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{0,6}{0,125}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 4,8 \text{ nos} \sim 5 \text{ nos}$$

Dikarenakan daerah tumpuan kolom ada 2 yaitu bagian atas dan bawah maka jumlah tulangan dikali 2 menjadi 10 nos. Selanjutnya akan dihitung panjang tulangannya sebagai berikut:

$$\text{Panjang} = [2 \times (\text{panjang} + \text{lebar})] - (8 \times \text{tebal selimut beton}) + (2 \times 6 \text{ diameter bengkokan})$$

$$\text{Panjang} = [2 \times (0,6 + 0,6)] - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,016)$$

$$\text{Panjang} = 2,272 \text{ m}$$

- **Tulangan kait horizontal tumpuan kolom**

Berdasarkan spasi antar tulangan yang telah ditentukan akan dihitung jumlah tulangan kait yang diperlukan pada daerah tumpuan kolom sejauh l_0 .

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{l_0}{\text{spasi}}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{0,6}{0,125}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 4,8 \text{ nos} \sim 5 \text{ nos}$$

Dikarenakan daerah tumpuan kolom ada 2 yaitu bagian atas dan bawah maka jumlah tulangan dikali 2 menjadi 10 nos. Selanjutnya akan dihitung panjang tulangannya sebagai berikut:

$$\text{Panjang} = [\text{lebar} - (2 \times \text{selimut beton})] + (2 \times 6 \text{ diameter bengkokan})$$

$$\text{Panjang} = [0,6 - (2 \times 0,04)] + (2 \times 6 \times 0,016)$$

$$\text{Panjang} = 0,712 \text{ m}$$

- **Tulangan kait vertikal tumpuan kolom**

Berdasarkan spasi antar tulangan yang telah ditentukan akan dihitung jumlah tulangan kait yang diperlukan pada daerah tumpuan kolom sejauh l_0 .

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{l_o}{spasi}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{0,6}{0,125}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 4,8 \text{ nos} \sim 5 \text{ nos}$$

Dikarenakan daerah tumpuan kolom ada 2 yaitu bagian atas dan bawah maka jumlah tulangan dikali 2 menjadi 10 nos. Selanjutnya akan dihitung panjang tulangnya sebagai berikut:

$$\text{Panjang} = [\text{panjang} - (2 \times \text{selimut beton})] + (2 \times 6 \text{ diameter bengkokan})$$

$$\text{Panjang} = [0,6 - (2 \times 0,04)] + (2 \times 6 \times 0,016)$$

$$\text{Panjang} = 0,712 \text{ m}$$

- Tulangan sengkang lapangan kolom

Berdasarkan spasi antar tulangan yang telah ditentukan akan dihitung jumlah tulangan sengkang yang diperlukan pada daerah lapangan kolom diluar l_o .

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{\text{tinggi} - 2.l_o}{spasi}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{3,7 - (2 \times 0,6)}{0,150}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 16,67 \text{ nos} \sim 17 \text{ nos}$$

Dikarenakan daerah tumpuan kolom ada 2 yaitu bagian atas dan bawah maka jumlah tulangan dikali 2 menjadi 17 nos. Selanjutnya akan dihitung panjang tulangnya sebagai berikut:

$$\text{Panjang} = [2 \times (\text{panjang} + \text{lebar})] - (8 \times \text{tebal selimut beton}) + (2 \times 6 \text{ diameter bengkokan})$$

$$\text{Panjang} = [2 \times (0,6 + 0,6)] - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,016)$$

$$\text{Panjang} = 2,272 \text{ m}$$

- Tulangan kait lapangan horizontal kolom

Berdasarkan spasi antar tulangan yang telah ditentukan akan dihitung jumlah tulangan kait yang diperlukan pada daerah tumpuan kolom sejauh l_o .

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{\text{tinggi} - 2.l_o}{spasi}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{3,7 - (2 \times 0,6)}{0,150}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 16,67 \text{ nos} \sim 17 \text{ nos}$$

Dikarenakan daerah tumpuan kolom ada 2 yaitu bagian atas dan bawah maka jumlah tulangan dikali 2 menjadi 17 nos. Selanjutnya akan dihitung panjang tulangnya sebagai berikut:

$$\text{Panjang} = [\text{lebar} - (2 \times \text{selimut beton})] + (2 \times 6 \text{ diameter bengkokan})$$

$$\text{Panjang} = [0,6 - (2 \times 0,04)] + (2 \times 6 \times 0,016)$$

$$\text{Panjang} = 0,712 \text{ m}$$

- **Tulangan kait lapangan vertikal kolom**

Berdasarkan spasi antar tulangan yang telah ditentukan akan dihitung jumlah tulangan kait yang diperlukan pada daerah tumpuan kolom sejauh l_0 .

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{\text{tinggi} - 2.l_0}{\text{spasi}}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{3,7 - (2 \times 0,6)}{0,150}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 16,67 \text{ nos} \sim 17 \text{ nos}$$

Dikarenakan daerah tumpuan kolom ada 2 yaitu bagian atas dan bawah maka jumlah tulangan dikali 2 menjadi 17 nos. Selanjutnya akan dihitung panjang tulangnya sebagai berikut:

$$\text{Panjang} = [\text{panjang} - (2 \times \text{selimut beton})] + (2 \times 6 \text{ diameter bengkokan})$$

$$\text{Panjang} = [0,6 - (2 \times 0,04)] + (2 \times 6 \times 0,016)$$

$$\text{Panjang} = 0,712 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan jumlah dan panjang tulangan akan dihitung total berat besi dari setiap tulangan yang dihitung yaitu sebagai berikut:

Tabel 4.38 Total Berat Besi Setiap Tulangan

Jenis Tulangan	Panjang (m)	Jumlah	Berat Besi (kg/m)	Hasil (kg)
Tulangan Utama	5,92	8	3,85	182,336
Tulangan Senggang Tumpuan	2,272	10	1,58	35,898
Tulangan Kait Horizontal Tumpuan	0,712	10	1,58	11,250
Tulangan Kait Vertikal Tumpuan	0,712	10	1,58	11,250
Tulangan Senggang Lapangan	2,272	17	1,58	61,026
Tulangan Kait Horizontal Lapangan	0,712	17	1,58	19,124
Tulangan Kait Vertikal Lapangan	0,712	17	1,58	19,124

Sumber: Olahan Pribadi

Dari Tabel 4.38 akan dihitung total berat besi pada K2 C2 secara keseluruhan yaitu:

$$\text{Total} = 182,336 + 35,898 + 11,250 + 11,250 + 61,026 + 19,124 + 19,124$$

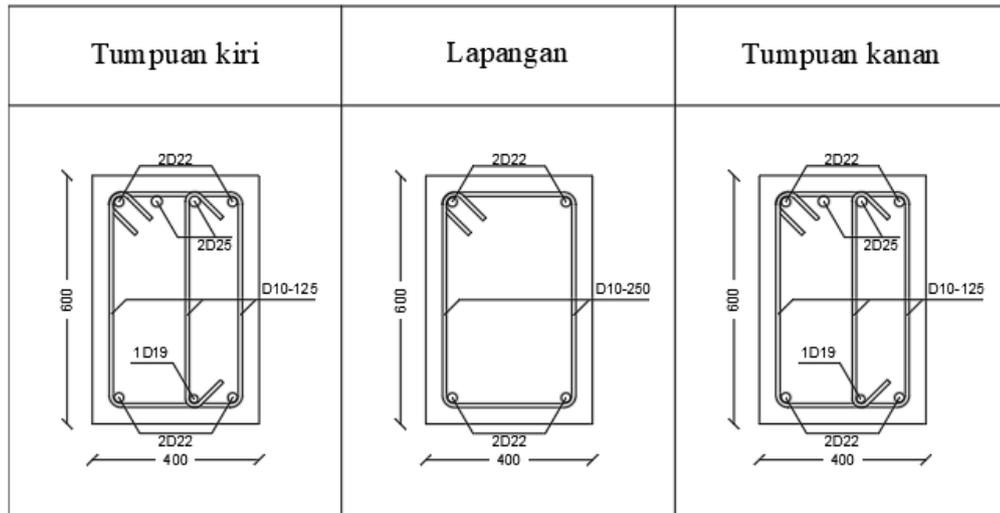
$$\text{Total} = 340,008 \text{ kg}$$

4.6.2. Balok

Berdasarkan hasil desain balok menggunakan peraturan 2002 dan 2019, akan dihitung volume balok (beton dan besi).

Hasil desain peraturan tahun 2002

Berikut merupakan gambar balok hasil desain struktur menggunakan peraturan tahun 2002 seperti pada Gambar 4.74.



Gambar 4.74 Balok Hasil Desain Struktur Menggunakan Peraturan Tahun 2002

Sumber: Olahan Pribadi

Dari Gambar 4.74 data-data untuk balok tersebut dapat dilihat sebagai berikut:

Bentang	= 5,4 m
Lebar	= 400 mm
Tinggi	= 600 mm
Tebal Selimut Beton	= 40 mm
Tebal Pelat	= 140 mm
Tulangan Utama Atas	= 2D22
Tulangan Utama Bawah	= 2D22
Tulangan Tumpuan Atas Kiri	= 2D25
Tulangan Tumpuan Atas Kanan	= 2D25
Tulangan Tumpuan Bawah Kiri	= 1D19
Tulangan Tumpuan Bawah Kanan	= 1D19
Tulangan Sengkang Tumpuan Kiri	= D10-125
Tulangan Sengkang Tumpuan Kanan	= D10-125

Tulangan Sengkang Lapangan	= D10-150
Tulangan Kait Tumpuan Kiri	= D10-125
Tulangan Kait Tumpuan Kanan	= D10-150

- **Beton**

Perhitungan volume beton balok berdasarkan SMPI dihitung dalam m³. Untuk perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_{beton} &= lebar \times (tinggi - tebal pelat) \times bentang \\
 &= 0,4 \times (0,6 - 0,14) \times 5,4 \\
 &= 0,9936 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

- **Pembesian**

Perhitungan volume pembesian balok berdasarkan SMPI dihitung dalam kg. Untuk perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

- **Tulangan utama atas**

$$\begin{aligned}
 P_{tulangan} &= panjang + (2 \times penjangkaran 40D) + (2 \times 6D bengkokan) \\
 &= 5,4 + (2 \times 40 \times 0,022) + (2 \times 6 \times 0,022) \\
 &= 7,424 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- **Tulangan utama bawah**

$$\begin{aligned}
 P_{tulangan} &= panjang + (2 \times penjangkaran 40D) + (2 \times 6D bengkokan) \\
 &= 5,4 + (2 \times 40 \times 0,022) + (2 \times 6 \times 0,022) \\
 &= 7,424 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan atas kiri**

$$\begin{aligned}
 P_{tulangan} &= 2h + penjangkaran 40D + 6D bengkokan \\
 &= 2 \times 0,6 + (40 \times 0,025) + (6 \times 0,025 \times 2) \\
 &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan atas kanan**

$$\begin{aligned}
 P_{tulangan} &= 2h + penjangkaran 40D + 6D bengkokan \\
 &= 2 \times 0,6 + (40 \times 0,025) + (6 \times 0,025 \times 2) \\
 &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan bawah kiri**

$$\begin{aligned}
 P_{tulangan} &= 2h + penjangkaran 40D + 6D bengkokan \\
 &= 2 \times 0,6 + (40 \times 0,019) + (6 \times 0,019 \times 2) \\
 &= 2,188 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan bawah kanan**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= 2h + \text{penjangkaran } 40D + 6D \text{ bengkokan} \\ &= 2 \times 0,6 + (40 \times 0,019) + (6 \times 0,019 \times 2) \\ &= 2,188 \text{ m}\end{aligned}$$

- **Tulangan sengkang tumpuan kiri**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= [2 \cdot (\text{lebar} + \text{tinggi})] - (8 \cdot t_{\text{selimut beton}}) + (2 \cdot 6D_{\text{bengkokan}}) \\ &= [2 \times (0,4 + 0,6)] - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01) \\ &= 1,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = \frac{2h}{\text{spasi}} = \frac{2 \times 600}{125} = 9,6 \text{ nos} \sim 10 \text{ nos}$$

- **Tulangan sengkang tumpuan kanan**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= [2 \cdot (\text{lebar} + \text{tinggi})] - (8 \cdot t_{\text{selimut beton}}) + (2 \cdot 6D_{\text{bengkokan}}) \\ &= [2 \times (0,4 + 0,6)] - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01) \\ &= 1,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = \frac{2h}{\text{spasi}} = \frac{2 \times 600}{125} = 9,6 \text{ nos} \sim 10 \text{ nos}$$

- **Tulangan sengkang lapangan**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= [2 \cdot (\text{lebar} + \text{tinggi})] - (8 \cdot t_{\text{selimut beton}}) + (2 \cdot 6D_{\text{bengkokan}}) \\ &= [2 \times (0,4 + 0,6)] - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01) \\ &= 1,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = \frac{(\text{Bentang} - 2 \times 2h)}{\text{spasi}} = \frac{(5400 - 4 \times 600)}{125} = 24 \text{ nos}$$

- **Tulangan kait tumpuan kiri**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= \text{tinggi} - (8 \cdot t_{\text{selimut beton}}) + (2 \cdot 6D_{\text{bengkokan}}) \\ &= 0,6 - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01) \\ &= 0,4 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = \frac{2h}{\text{spasi}} = \frac{2 \times 600}{125} = 9,6 \text{ nos} \sim 10 \text{ nos}$$

- **Tulangan kait tumpuan kanan**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= \text{tinggi} - (8 \cdot t_{\text{selimut beton}}) + (2 \cdot 6D_{\text{bengkokan}}) \\ &= 0,6 - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01) \\ &= 0,4 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = \frac{2h}{\text{spasi}} = \frac{2 \times 600}{125} = 9,6 \text{ nos} \sim 10 \text{ nos}$$

Dari hasil perhitungan jumlah dan panjang tulangan akan dihitung total berat besi dari setiap tulangan yang dihitung yaitu sebagai berikut:

Tabel 4.39 Total Berat Besi Setiap Tulangan

Jenis Tulangan	Panjang (m)	Jumlah	Berat Besi (kg/m)	Hasil (kg)
Tulangan Utama Atas	7,424	2	2,98	44,247
Tulangan Utama Bawah	7,424	2	2,98	44,247
Tulangan Tumpuan Atas Kiri	2,5	2	3,85	18,095
Tulangan Tumpuan Atas Kanan	2,5	2	3,85	18,095
Tulangan Tumpuan Bawah Kiri	2,188	1	2,23	4,625
Tulangan Tumpuan Bawah Kanan	2,188	1	2,23	4,625
Tulangan Sengkang Tumpuan Kiri	1,8	10	0,62	11,160
Tulangan Sengkang Tumpuan Kanan	1,8	10	0,62	11,160
Tulangan Sengkang Lapangan	1,8	24	0,62	26,784
Tulangan Kait Tumpuan Kiri	0,4	10	0,62	2,480
Tulangan Kait Tumpuan Kanan	0,4	10	0,62	2,480

Sumber: Olahan Pribadi

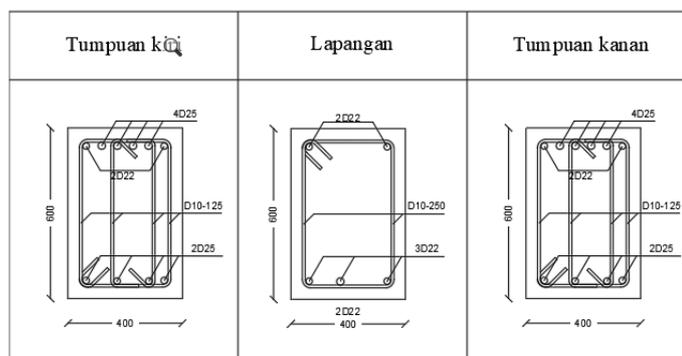
Dari Tabel 4.39 akan dihitung total berat besi pada kolom K2 C2 secara keseluruhan yaitu:

$$\text{Total} = 44,247 + 44,247 + 18,095 + 18,095 + 4,625 + 4,625 + 11,16 + 11,16 + 26,784 + 2,48 + 2,48$$

$$\text{Total} = 187,998 \text{ kg}$$

Hasil desain peraturan tahun 2019

Berikut merupakan gambar balok hasil desain struktur menggunakan peraturan tahun 2019 seperti pada Gambar 4.75.



Gambar 4.75 Balok Hasil Desain Struktur Menggunakan Peraturan Tahun 2019

Sumber: Olahan Pribadi

Berikut merupakan data-data yang diperlukan untuk melakukan perhitungan volume balok yaitu:

Bentang	= 5,4 m
Lebar	= 400 mm
Tinggi	= 600 mm
Tebal Selimut Beton	= 40 mm
Tebal Pelat	= 140 mm
Tulangan Utama Atas	= 2D22
Tulangan Utama Bawah	= 3D22
Tulangan Tumpuan Atas Kiri	= 4D25
Tulangan Tumpuan Atas Kanan	= 4D25
Tulangan Tumpuan Bawah Kiri	= 1D22
Tulangan Tumpuan Bawah Kanan	= 1D22
Tulangan Sengkang Tumpuan Kiri	= D10-125
Tulangan Sengkang Tumpuan Kanan	= D10-125
Tulangan Sengkang Lapangan	= D10-150
Tulangan Kait Tumpuan Kiri	= 2D10-125
Tulangan Kait Tumpuan Kanan	= 2D10-125

- **Beton**

Perhitungan volume beton balok berdasarkan SMPI dihitung dalam m³. Untuk perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_{beton} &= \text{lebar} \times (\text{tinggi} - \text{tebal pelat}) \times \text{bentang} \\
 &= 0,4 \times (0,6 - 0,14) \times 5,4 \\
 &= 0,9936 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

- **Pembesian**

Perhitungan volume pembesian balok berdasarkan SMPI dihitung dalam kg. Untuk perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

- **Tulangan utama atas**

$$\begin{aligned}
 P_{tulangan} &= \text{panjang} + (2 \times \text{penjangkaran } 40D) + (2 \times 6D \text{ bengkokan}) \\
 &= 5,4 + (2 \times 40 \times 0,022) + (2 \times 6 \times 0,022) \\
 &= 7,424 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- **Tulangan utama bawah**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= \text{panjang} + (2 \times \text{penjangkaran } 40D) + (2 \times 6D \text{ bengkokan}) \\&= 5,4 + (2 \times 40 \times 0,022) + (2 \times 6 \times 0,022) \\&= 7,424 \text{ m}\end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan atas kiri**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= 2h + \text{penjangkaran } 40D + 6D \text{ bengkokan} \\&= 2 \times 0,6 + (40 \times 0,025) + (6 \times 0,025) \\&= 2,35 \text{ m}\end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan atas kanan**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= 2h + \text{penjangkaran } 40D + 6D \text{ bengkokan} \\&= 2 \times 0,6 + (40 \times 0,025) + (6 \times 0,025) \\&= 2,35 \text{ m}\end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan bawah kiri**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= 2h + \text{penjangkaran } 40D + 6D \text{ bengkokan} \\&= 2 \times 0,6 + (40 \times 0,022) + (6 \times 0,022) \\&= 2,212 \text{ m}\end{aligned}$$

- **Tulangan tumpuan bawah kanan**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= 2h + \text{penjangkaran } 40D + 6D \text{ bengkokan} \\&= 2 \times 0,6 + (40 \times 0,022) + (6 \times 0,022) \\&= 2,212 \text{ m}\end{aligned}$$

- **Tulangan sengkang tumpuan kiri**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= [2 \cdot (\text{lebar} + \text{tinggi})] - (8 \cdot t_{\text{selimut beton}}) + (2 \cdot 6D_{\text{bengkokan}}) \\&= [2 \times (0,4 + 0,6)] - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01) \\&= 1,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = \frac{2h}{\text{spasi}} = \frac{2 \times 600}{125} = 9,6 \text{ nos} \sim 10 \text{ nos}$$

- **Tulangan sengkang tumpuan kanan**

$$\begin{aligned}P_{tulangan} &= [2 \cdot (\text{lebar} + \text{tinggi})] - (8 \cdot t_{\text{selimut beton}}) + (2 \cdot 6D_{\text{bengkokan}}) \\&= [2 \times (0,4 + 0,6)] - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01) \\&= 1,8 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\text{Jumlah} = \frac{2h}{\text{spasi}} = \frac{2 \times 600}{125} = 9,6 \text{ nos} \sim 10 \text{ nos}$$

- **Tulangan sengkang lapangan**

$$P_{tulangan} = [2 \cdot (\text{lebar} + \text{tinggi})] - (8 \cdot t_{selimut \text{ beton}}) + (2 \cdot 6D_{bengkokan})$$

$$= [2 \times (0,4 + 0,6)] - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01)$$

$$= 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah} = \frac{(\text{Bentang} - 2 \times 2h)}{\text{spasi}} = \frac{(5400 - 4 \times 600)}{125} = 24 \text{ nos}$$

- **Tulangan kait tumpuan kiri**

$$P_{tulangan} = \text{tinggi} - (8 \cdot t_{selimut \text{ beton}}) + (2 \cdot 6D_{bengkokan})$$

$$= 0,6 - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01)$$

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

$$\text{Jumlah} = \frac{2h}{\text{spasi}} = \frac{2 \times 600}{125} = 9,6 \text{ nos} \sim 10 \text{ nos}$$

- **Tulangan kait tumpuan kanan**

$$P_{tulangan} = \text{tinggi} - (8 \cdot t_{selimut \text{ beton}}) + (2 \cdot 6D_{bengkokan})$$

$$= 0,6 - (8 \times 0,04) + (2 \times 6 \times 0,01)$$

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

$$\text{Jumlah} = \frac{2h}{\text{spasi}} = \frac{2 \times 600}{125} = 9,6 \text{ nos} \sim 10 \text{ nos}$$

Dari hasil perhitungan jumlah dan panjang tulangan akan dihitung total berat besi dari setiap tulangan yang dihitung yaitu sebagai berikut:

Tabel 4.40 Total Berat Besi Setiap Tulangan

Jenis Tulangan	Panjang (m)	Jumlah	Berat Besi (kg/m)	Hasil (kg)
Tulangan Utama Atas	7,424	2	2,98	44,247
Tulangan Utama Bawah	7,424	3	2,98	66,371
Tulangan Tumpuan Atas Kiri	2,35	4	3,85	18,095
Tulangan Tumpuan Atas Kanan	2,35	4	3,85	18,095
Tulangan Tumpuan Bawah Kiri	2,074	1	2,98	6,181
Tulangan Tumpuan Bawah Kanan	2,074	1	2,98	6,181
Tulangan Sengkang Tumpuan Kiri	1,8	10	0,62	11,160
Tulangan Sengkang Tumpuan Kanan	1,8	10	0,62	11,160
Tulangan Sengkang Lapangan	1,8	24	0,62	26,784
Tulangan Kait Tumpuan Kiri	0,4	20	0,62	4,960
Tulangan Kait Tumpuan Kanan	0,4	20	0,62	4,960

Sumber: Olahan Pribadi

Dari Tabel 4.40 akan dihitung total berat besi pada kolom K2 C2 secara keseluruhan yaitu:

$$\text{Total} = 44,247 + 66,371 + 18,095 + 18,095 + 6,181 + 6,181 + 11,16 + 11,16 + 26,784 + 4,96 + 4,96$$

$$\text{Total} = 218,193 \text{ kg}$$

