

BAB 5

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Struktur

Data struktur dibutuhkan sebagai tahap pra analisis terhadap gedung yang akan didesain ulang pada penelitian ini. Data struktur meliputi data konfigurasi bangunan, data material yang digunakan dan jenis tanah. Gambar tampak depan Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5.1 Gambar Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta
Sumber: <https://www.google.com/>

5.1.1 Konfigurasi Bangunan

Bangunan gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta memiliki 5 lantai yang terdiri dari lantai basement, lantai 1, lantai 2, lantai 3, lantai 4 dan rangka atap. Arsitektural gedung dapat dilihat pada Lampiran 1. Data konfigurasi bangunan Dinas Pendidikan Yogyakarta yang akan diredesain ulang adalah sebagai berikut.

1. Jenis bangunan: Gedung bertingkat
2. Jenis struktur : Beton (basement) dan Baja (lantai 1-atap)
3. Fungsi gedung : Kantor

4. Lokasi : Yogyakarta
5. Tinggi : 20,625 m
6. Jumlah lantai : 5 lantai

Tinggi dan elevasi lantai gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dengan lebih detail dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5.1 Tinggi dan Elevasi Lantai Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta

Lantai	Tinggi (m)	Elevasi (m)
Kuda-Kuda Atap	2,8	+17,20
Lantai Atap	3,6	+14,40
Lantai 4	3,6	+10,80
Lantai 3	3,6	+7,20
Lantai 2	3,6	+3,60
Lantai 1	3,8	+0,00
Basement	0	-3,80

5.1.2 Data Material

Data material yang digunakan dalam desain perencanaan struktur baja adalah sebagai berikut:

1. Mutu profil baja : BJ41 ($f_y = 250$ MPa; $f_u = 410$ MPa)
2. Mutu profil pelat sambung : BJ41 ($f_y = 250$ MPa; $f_u = 410$ MPa)
3. Mutu baut : A 325
4. Diameter tulangan : D10 mm (ulir) dan P8 mm (polos)

5.1.3 Jenis Tanah

Jenis tanah yang digunakan pada penelitian ini diasumsikan sebagai tanah sedang. Pemilihan jenis tanah sebagai tanah sedang ini berdasarkan lokasi gedung yang berada di wilayah rawan gempa, selain itu pemilihan jenis tanah sebagai tanah sedang adalah berdasarkan dari hasil data laporan konsultan perencana PT. Arsigraphi didapatkan nilai N-SPT adalah sebesar 27,67. Berdasarkan hasil tersebut jenis tanah diklasifikasikan sebagai tanah sedang.

5.2 Preliminary Design

Preliminary design atau dikenal dengan istilah *dimensionering* adalah tahap awal atau pra-analisis untuk menentukan dimensi penampang profil ataupun kebutuhan struktur yang diperlukan sesuai dengan persyaratan, pengalaman dan *sense of engineering* yang dimiliki. *Preliminary design* pada penelitian ini meliputi struktur pelat, balok dan kolom. Estimasi penampang pada balok dan kolom yang digunakan pada tahap pra-analisis ini menggunakan profil baja yang tersedia pada PT. Gunung Garuda. Setelah tahap *preliminary* desain selesai, kemudian dilakukan analisis dan dilakukan cek persyaratan dan keamanan pada struktur. Apabila didapatkan struktur tidak aman maka penampang profil harus diubah, kemudian dianalisis ulang hingga persyaratan keamanan struktur terpenuhi. Berikut adalah *Preliminary design* pada gedung yang akan di *redesign*.

5.2.1 Pelat

Perencanaan pelat pada struktur gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ini menggunakan pelat komposit dengan menggunakan *floordeck* ALSUN FD-600. Pelat komposit dengan menggunakan *floordeck* ALSUN FD 600 memiliki fungsi ganda, yaitu sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah, sehingga perencanaan pelatnya harus menggunakan sistem pelat satu arah. Perhitungan estimasi pelat pada gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta adalah sebagai berikut.

1. Persyaratan Pelat Satu Arah

$$L_y = 8 \text{ m}$$

$$L_x = 2,5 \text{ m}$$

$$\frac{L_y}{L_x} > 2$$

$$\frac{8 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} > 2$$

$$3,2 > 2 \sim \text{pelat satu arah}$$

2. Data *Floordeck* Alsun FD 600 (Lihat Tabel 3.19 Perencanaan Praktis Tebal Pelat Panel Alsun *Floordeck* FD 600)

$$\text{Bentang span} = 2,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup/berguna} &= 3,99 \text{ KN/m}^2 \\ &= 406,98 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup pakai} = 500 \text{ Kg/m}^2$$

Maka berdasarkan Tabel 3.21, didapat tebal pelat 9 cm dengan tebal floordeck 0,75 mm, sehingga dipakai tebal pelat 10 cm.

3. Perhitungan Tulangan Positif

Perhitungan tulangan positif diabaikan karena *floordeck* dapat menggantikan tulang positif pada pelat komposit.

4. Perhitungan Tulangan Negatif

$$\begin{aligned}\text{Bentang menerus tulangan negatif } (A_s) &= 2,06 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &= 206 \text{ mm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

$$\text{Dicoba menggunakan tulangan negatif} = \Phi 10 - 150$$

$$A_s \Phi 10 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ terpasang per } 1 \text{ m} = \frac{A_s \Phi 10 \times 1000 \text{ mm}}{S} \geq A_s$$

$$= \frac{78,54 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}}{150 \text{ mm}} \geq A_s$$

$$= 523,6 \text{ mm}^2/\text{m} \geq 206 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (OK)}$$

Sehingga, tulangan pakai pada tulangan tarik/tul. negatif adalah $\Phi 10 - 150$. Pada tulangan negatif ini digunakan *wiremesh* $\Phi 10 - 150$ untuk mempercepat pekerjaan. Gambar detail perencanaan pelat lantai komposit menggunakan *floordeck* dapat dilihat pada Lampiran 3.

5.2.2 Balok

Balok yang digunakan pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ini menggunakan profil penampang IWF yang tersedia di PT. Gunung Garuda. *Preliminaru design* pada balok ini meliputi estimasi penampang profil balok, panjang bentang tanpa pengaku/kebutuhan balok anak dan cek persyaratan kekuatan dan kekakuan pada breising/balok anak. *Preliminary design* pada balok adalah sebagai berikut.

5.2.2.1 Estimasi Penampang Profil Balok

Preliminary design profil baja yang digunakan sebagai struktur balok pada Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta merupakan estimasi awal dalam perencanaan. Penentuan tinggi (H) profil balok induk adalah $1/20$ dari panjang bentang balok (L) sedangkan balok anak adalah $1/25$ dari panjang bentang balok anak (L), sehingga didapat lebar profil (B) adalah $1/2$ dari tinggi profil (H). Rekapitulasi *preliminary design* pada profil baja dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Estimasi Penampang Profil Balok Baja

Tipe Balok	L (mm)	H (mm)	B (mm)	A (mm ²)	Profil Baja Pakai
B1	10000	500	250	125000	IWF500x200
B2	8000	400	200	80000	IWF400x200
B3	7000	350	175	61250	IWF350x175
B4	5500	275	137,5	37812,5	IWF300x150
B5	3600	180	90	16200	IWF180x90
B6	7125	356,25	178,125	63457,03	IWF400x200
B7	2000	100	50	5000	IWF100x50
BA1	8000	320	160	51200	IWF350x175
BA2	5500	220	110	24200	IWF250x125
BA3	3600	144	72	10368	IWF250x125
BA5	7125	285	142,5	40612,5	IWF300x150
BA6	5625	225	112,5	25312,5	IWF250x125
BA7	4800	192	96	18432	IWF250x125

Penampang profil balok pada hasil perhitungan *preliminary* Tabel 5.2 merupakan estimasi awal dalam pra analisis sehingga belum pasti memenuhi syarat keamanan struktur, oleh karena itu apabila estimasi awal belum memenuhi syarat akan dilakukan tahapan berulang-ulang hingga syarat keamanan struktur terpenuhi.

5.2.2.2 Panjang Tanpa Pengaku pada Balok Induk

Preliminary design pada balok selain menentukan dimensi awal penampang balok, selanjutnya adalah menentukan kebutuhan panjang tanpa pengaku pada balok induk. Perhitungan kebutuhan panjang tanpa pengaku pada balok induk sebagai berikut.

1. Kebutuhan Panjang Tanpa Pengaku pada Balok Induk IWF 500x200

a. Hitung Batas Breising ($L_{b\ max}$)

$$\begin{aligned} L_{b\ max} &= 0,08 r_y \frac{E}{F_y} \\ &= 0,08 \times 43,3 \times \frac{200000\ \text{N/mm}^2}{250\ \text{N/mm}^2} \\ &= 2771,2\ \text{mm} \end{aligned}$$

b. Hitung Jarak Sendi Plastis (S_h)

$$\begin{aligned} S_{h1} &= \frac{d}{2} = \frac{500\ \text{mm}}{2} = 250\ \text{mm} \\ S_{h2} &= 3bf = 3 \times 200\ \text{mm} = 600\ \text{mm} \\ S_{h\ pakai} &= S_{h\ min} = 250\ \text{mm} \end{aligned}$$

c. Hitung Panjang Tanpa Pengaku Lateral (L_b)

$$\begin{aligned} \text{Panjang bersih, } L_n &= L - d_c \\ &= 1000\ \text{mm} - 600\ \text{mm} \\ &= 9400\ \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_b &= L_n - 2S_h \\ &= 9400\ \text{mm} - 2 \times 250\ \text{mm} \\ &= 8900\ \text{mm} > L_{b\ max} = 2771,2\ \text{mm (OK)} \end{aligned}$$

Maka perlu penambahan balok anak ditengah bentang

d. Hitung Jarak Balok anak (s)

$$\text{jumlah balok anak (n)} = 3$$

$$s = \frac{L_h}{n + 1} = \frac{8900\ \text{mm}}{3 + 1} = 2225\ \text{mm}$$

$$s\ pakai = 2300\ \text{mm} < L_{b\ max} = 2771,2\ \text{mm (OK)}$$

Jadi jumlah balok anak sepanjang bentang IWF500x200 adalah 3 buah dengan jarak antar balok sebesar 2300 mm.

2. Kebutuhan Panjang Tanpa Pengaku pada Balok Induk IWF 450x200

a. Hitung Batas Breising ($L_{b\ max}$)

$$\begin{aligned} L_{b\ max} &= 0,08 r_y \frac{E}{F_y} \\ &= 0,08 \times 44\ \text{mm} \times \frac{200000\ \text{N/mm}^2}{250\ \text{N/mm}^2} \\ &= 2816\ \text{mm} \end{aligned}$$

b. Hitung Jarak Sendi Plastis (S_h)

$$\begin{aligned} S_{h1} &= \frac{d}{2} = \frac{450\ \text{mm}}{2} = 225\ \text{mm} \\ S_{h2} &= 3bf = 3 \times 200\ \text{mm} = 600\ \text{mm} \\ S_{h\ pakai} &= S_{h\ min} = 225\ \text{mm} \end{aligned}$$

c. Hitung Panjang Tanpa Pengaku Lateral (L_b)

Panjang bersih, $L_n = 8000\ \text{mm}$

$$\begin{aligned} L_b &= L_n - 2S_h \\ &= 8000\ \text{mm} - 2 \times 225\ \text{mm} \\ &= 7550\ \text{mm} > L_{b\ max} = 2816\ \text{mm}\ (\text{OK}) \end{aligned}$$

Maka perlu penambahan balok anak ditengah bentang

d. Hitung Jarak Balok anak (S)

Pada balok IWF450x200 bentang arah Y tidak digunakan balok anak sebagai penahan lateral. Oleh karena itu sepanjang balok IWF450x250 diperlukan pelat komposit yang diletakkan tegak lurus dan diberi baut (non *stud*), sehingga $S = L_b$ min diperoleh dari bentang antar tekukan pada *floordeck* yaitu sebesar 200 mm.

Hasil rekapitulasi perhitungan kebutuhan panjang tanpa pengaku dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Panjang Tanpa Pengaku

Profil Balok	L_b di Dekat Sendi Plastis	L_b di Luar Sendi Plastis
	(mm)	(mm)
IWF 500x200	250	2300
IWF 450x200	200	200
IWF 400x200	200	2000
IWF 300x150	200	200

5.2.2.3 Perencanaan Breising

Breising pada struktur portal baja SRPMK adalah berupa breising lateral, breising torsional atau kombinasi dari keduanya. Breising ini harus disediakan karena berfungsi sebagai pengekang pada balok induk untuk mencegah terjadinya *twist*, torsi atau puntir. Oleh karena itu, pada perencanaan breising berupa balok anak diperlukan persyaratan terhadap kekuatan dan kekakuan yang diperhitungkan. Perhitungan cek kekuatan dan kekakuan pada breising berupa balok anak adalah sebagai berikut.

1. Breising Dekat Sendi Plastis

Profil Balok Anak IWF350x175

Mutu Material BJ41

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

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$b_f = 175 \text{ mm}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$L_h = 3600 \text{ mm}$$

$$t_f = 11 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,3$$

$$r = 14 \text{ mm}$$

$$I_x = 1,36 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 9,84 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 147 \text{ mm}$$

$$r_y = 39,5 \text{ mm}$$

$$S_x = 7,75 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 1,12 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_g = 6314 \text{ mm}^2$$

a. Hitung kekuatan momen perlu breising

$$M_u = 0,06 R_y F_y Z$$

$$= 0,06 \times 1,3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 833690000 \text{ Nmm}$$

$$= 65027820 \text{ Nmm} \sim 65,028 \text{ KNm}$$

b. Hitung kekuatan momen tersedia breising

1) Hitung Panjang Tanpa Pengaku Lateral (L_b)

$$L_b = 200 \text{ mm (jarak minimal tanpa breising)}$$

L_b diperoleh dari bentang minimum atau bentang antar tekukan pada *floordeck* yaitu sebesar 200 mm.

2) Periksa pengaruh tekuk lateral

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1ht_w}{6b_f t_f} \right)}}$$

$$= \frac{175 \text{ mm}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 350 \text{ mm} \times 7 \text{ mm}}{6 \times 175 \text{ mm} \times 11 \text{ mm}} \right)}}$$

$$= 45,8854 \text{ mm}$$

$$h_o = H - t_f = 350 \text{ mm} - 11 \text{ mm} = 339 \text{ mm}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b_t^3$$

$$= 2 \left(\frac{1}{3} b_f t_f^3 \right) + \left(\frac{1}{3} h_o t_w^3 \right)$$

$$= 2 \left(\frac{1}{3} \times 175 \text{ mm} \times (11 \text{ mm})^3 \right) + \left(\frac{1}{3} \times 339 \text{ mm} \times (7 \text{ mm})^3 \right)$$

$$= 194042,3 \text{ mm}^4$$

$c = 1$ (untuk profil I simetris ganda)

Cek kapasitas moment plastis

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

$$L_P = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \times 39,5 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2}}$$

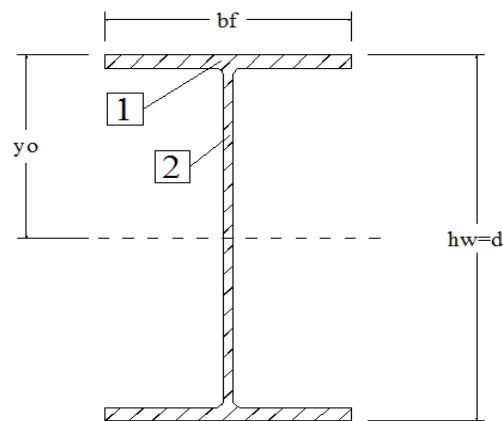
$$= 1966,323 \text{ mm}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 5721,438 \text{ mm}$$

$L_b < L_p$; tidak ada masalah stabilitas (Plastis)

a. Periksa Kuat Lentur Balok



Gambar 5.2 Penampang Balok IWF350x175

Tabel 5.4 Titik Berat Profil IWF350x175

not.	b	h	A_x	y_x	$A_x y_x$
	mm	mm	mm ²	mm	mm ³
1	175	11	1925	169,5	326287,5
2	7	164	1148	82	94136
Total			3073		420423,5

$$y_o = \sum \frac{A_x y_x}{A_x} = \frac{420423,5 \text{ mm}^3}{3073 \text{ mm}^2} = 136,812 \text{ mm}$$

$$d = 2 y_o = 2 \times 136,812 \text{ mm} = 273,624 \text{ mm}$$

$$Z_x = d A_i = 273,624 \text{ mm} \times 3073 \text{ mm}^2 = 840847 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x F_y = 840847 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-6} = 210,213 \text{ KNm}$$

$$\text{Rasio Momen} = \frac{M_u}{\Phi M_n} = \frac{65,028 \text{ KNm}}{0,9 \times 210,213 \text{ KNm}} = 0,344 < 1 \text{ (OK)}$$

- b. Hitung kekakuan perlu breising

Dalam perhitungan kekakuan perlu breising, terlebih dahulu hitung kekuatan lentur ekspektasi sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_r &= R_y F_y Z_x \\ &= 1,3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 833690000 \text{ Nmm} \\ &= 1083797000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,75$$

$C_d = 1$ (nilai C_d diluar tengah bentang)

$$\begin{aligned} \beta_{br} &= \frac{1}{\Phi} \left(\frac{4M_r C_d}{L_b/h_o} \right) \\ &= \frac{1}{0,75} \left(\frac{4 \times 1083797000 \text{ Nmm} \times 1}{200 \text{ mm} / 339 \text{ mm}} \right) \\ &= 85254,43461 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

- c. Hitung kekakuan tersedia breising

$$\begin{aligned} K &= \frac{12EI}{L^3} \\ &= \frac{12 \times 200000 \text{ N/mm}^2 \times 1,36 \times 10^8 \text{ mm}^4}{(200 \text{ mm})^3} \\ &= 40800000 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\text{Rasio Kekakuan} = \frac{\beta_{br}}{K} = \frac{85254,43461 \text{ N/mm}}{40800000 \text{ N/mm}} = 0,002 < 1 \text{ (OK)}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan kekuatan dan kekakuan breising dekat sendi plastis dapat dilihat pada Tabel 5.5 dan Tabel 5.6 berikut ini.

Tabel 5.5 Cek Kekuatan Breising Dekat Sendi Plastis

Balok Anak	L	L_b	M_u	ΦM_n	$M_u < \Phi M_n$
	mm	mm	KNm	KNm	
IWF 350x175	8000	200	65,028	189,191	Memenuhi
IWF 250x125	5500	200	6,861	79,169	Memenuhi

Tabel 5.6 Cek Kekakuan Breising Dekat Sendi Plastis

Balok Anak	L	L_b	β_{br}	K	$\beta_{br} < K$
	mm	mm	KNm	mm	
IWF 350x175	8000	200	85254,435	40800000	Memenuhi
IWF 250x125	5500	200	12653,369	12150000	Memenuhi

2. Breising di Luar Sendi Plastis

Profil Balok Anak IWF350x175

Mutu Material BJ41

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

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$b_f = 175 \text{ mm}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$L_h = 3600 \text{ mm}$$

$$t_f = 11 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,3$$

$$r = 14 \text{ mm}$$

$$I_x = 1,36 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 9,84 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 147 \text{ mm}$$

$$r_y = 39,5 \text{ mm}$$

$$S_x = 7,75 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 1,12 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_g = 6314 \text{ mm}^2$$

a. Hitung kekuatan tekan perlu breising

Dalam perhitungan kekuatan tekan perlu breising, terlebih dahulu hitung kekuatan lentur ekspektasi sebagai berikut.

$$M_r = R_y F_y Z_x$$

$$= 1,3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 833690000 \text{ Nmm}$$

$$= 1083797000 \text{ Nmm}$$

$$C_d = 1 \text{ (nilai } C_d \text{ diluar tengah bentang)}$$

$$h_o = H - t_f = 350 \text{ mm} - 11 \text{ mm} = 339 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 P_u = P_{rb} &= 0,008M_r C_d/h_o \\
 &= 0,008 \times 1083797000 \text{ Nmm} \times 1/339 \text{ mm} \\
 &= 51152,661 \text{ N} \sim 51,153 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

b. Hitung kekuatan tekan tersedia breising

1) Hitung Panjang Tanpa Pengaku Lateral (L_b)

$$L_b = 200 \text{ mm (jarak minimal tanpa breising)}$$

L_b diperoleh dari bentang antar tekukan pada *floordeck* yaitu sebesar 200 mm.

2) Rasio Kelangsingan efektif kolom

$$\begin{aligned}
 \lambda_x &= \frac{K_x L_x}{r_x} < 200 \\
 &= \frac{1 \times 200 \text{ mm}}{147 \text{ mm}} < 200 \\
 &= 1,361 < 200 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_y &= \frac{K_y L_y}{r_y} < 200 \\
 &= \frac{1 \times 200 \text{ mm}}{39,5 \text{ mm}} < 200 \\
 &= 5,063 < 200 \text{ (OK) ; merupakan sumbu lemah}
 \end{aligned}$$

3) Periksa Tegangan Lentur Tekuk

$$\lambda_a = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 133,219$$

$$\frac{KL}{r} \leq \lambda_a$$

$$5,063 \leq 133,219 \text{ (OK)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa}}{(5,063)^2} = 76995,251 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$\frac{250 \text{ MPa}}{76995,251 \text{ MPa}} \leq 2,25$$

$$0,003 \leq 2,25$$

Maka,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \\ &= [0,658^{0,003}] \times 250 \text{ MPa} \\ &= 249,66 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi F_{cr} A_g \\ &= 0,9 \times 249,66 \text{ N/mm}^2 \times 6314 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 1418,721 \text{ KN} > P_u \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{51,153 \text{ KN}}{1418,721 \text{ KN}} = 0,036 < 1 \text{ (OK)}$$

- c. Hitung kekakuan perlu breising

Dalam perhitungan kekakuan perlu breising, terlebih dahulu hitung kekuatan lentur ekspektasi sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_r &= R_y F_y Z_x \\ &= 1,3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 833690000 \text{ Nmm} \\ &= 1083797000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,75$$

$$C_d = 1 \text{ (nilai } C_d \text{ diluar tengah bentang)}$$

$$\begin{aligned} \beta_{br} &= \frac{1}{\Phi} \left(\frac{4M_r C_d}{L_b/h_o} \right) \\ &= \frac{1}{0,75} \left(\frac{4 \times 1083797000 \text{ Nmm} \times 1}{200 \text{ mm} / 339 \text{ mm}} \right) \\ &= 85254,43461 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

- d. Hitung kekakuan tersedia breising

$$\begin{aligned} K &= \frac{12EI}{L^3} \\ &= \frac{12 \times 200000 \text{ N/mm}^2 \times 1,36 \times 10^8 \text{ mm}^4}{(200 \text{ mm})^3} \end{aligned}$$

$$= 40800000 \text{ N/mm}$$

$$\text{Rasio Kekakuan} = \frac{\beta_{br}}{K} = \frac{85254,43461 \text{ N/mm}}{40800000 \text{ N/mm}} = 0,002 < 1 \text{ (OK)}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan kekuatan dan kekakuan breising di luar sendi plastis dapat dilihat pada Tabel 5.7 dan Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5.7 Cek Kekuatan Breising di Luar Sendi Plastis

Balok Anak	L	L_b	P_u	ΦP_n	$P_u < \Phi P_n$
	mm	mm	KN	KN	
IWF 350x175	8000	200	51,153	1418,721	Memenuhi
IWF 250x125	5500	200	1,742	845,045	Memenuhi

Tabel 5.8 Cek Kekakuan Breising di Luar Sendi Plastis

Balok Anak	L	L_b	β_{br}	K	$\beta_{br} < K$
	mm	mm	KNm	mm	
IWF 350x175	8000	200	85254,435	40800000	Memenuhi
IWF 250x125	5500	200	12653,369	12150000	Memenuhi

5.2.3 Kolom

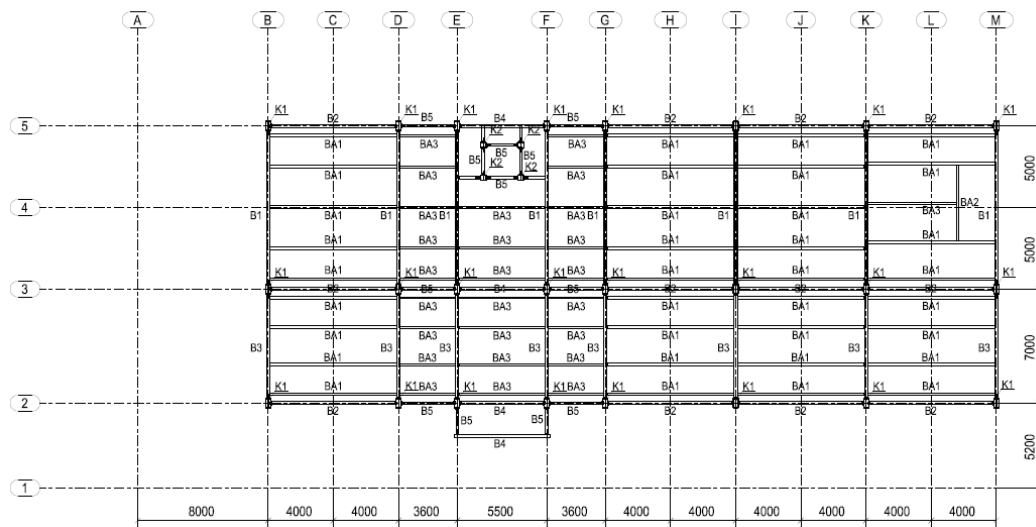
Preliminary design profil baja yang digunakan sebagai struktur kolom pada Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta merupakan estimasi awal dalam perencanaan. Profil baja untuk kolom menggunakan profil penampang IWF atau H yang tersedia di PT. Gunung Garuda. Perhitungan *preliminary design* untuk struktur kolom adalah sebagai berikut.

Jumlah lantai (N)	= 4
Panjang bentang yang dipikul kolom ($L1$)	= 7,5 m
Panjang bentang yang dipikul kolom ($L2$)	= 8 m
Perkiraan beban per m ² lantai yang dipikul kolom	= 0,12 kg/cm ²
Tegangan baja (F_y)	= 250 Mpa
	= 2550 kg/cm ²

$$\begin{aligned}\Phi &= 0,9 \\ A &= \frac{P_u}{\sigma \text{ baja}} \\ &= \frac{N \times L1 \times L2 \times 0,12 \text{ kg/cm}^2}{0,9 \times 2550} \\ &= \frac{4 \times 750 \text{ cm} \times 800 \text{ cm} \times 0,12 \text{ kg/cm}^2}{2295 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 125,49 \text{ cm}^2,\end{aligned}$$

Sehingga, dipakai profil baja kolom IWF600X200 dengan $A = 134,40 \text{ cm}^2 \geq 125,49 \text{ cm}^2$.

Dari perhitungan *preliminary design* yang telah dilakukan, didapatkan denah peletakan struktur balok induk, balok anak dan kolom seperti yang terdapat pada Gambar 5.3 berikut ini.



Gambar 5.3 Denah Struktur Portal Baja

5.3 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan pada perancangan ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ini meliputi pembebanan pada rangka atap baja dan pembebanan pada portal baja. Perhitungan pembebanan pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

5.3.1 Pembebanan Atap

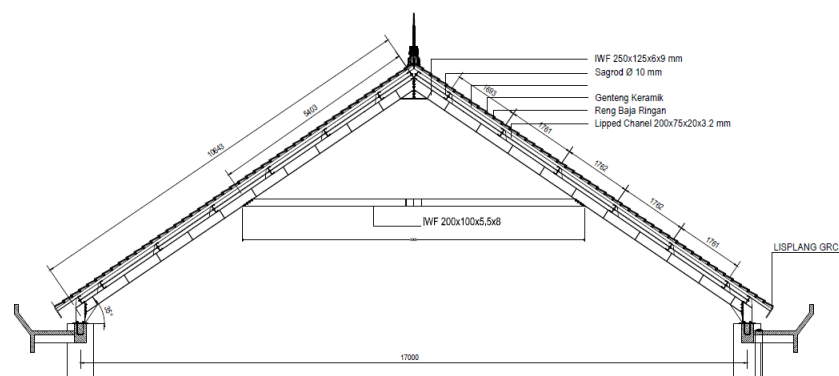
Perhitungan pembebanan pada rangka atap meliputi berat sendiri rangka atap, beban mati tambahan, beban hidup, dan beban angin. Perhitungan beban atap pada Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dilakukan terpisah dengan struktur portal. Hal ini dikarenakan pada penelitian ini tidak dilakukan perencanaan atap, sehingga perhitungan atap dilakukan berdasarkan data yang sudah ada. Reaksi yang dihasilkan dari perhitungan rangka atap baja akan di inputkan pada kolom-kolom portal. Perhitungan beban atap yang digunakan pada gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta adalah sebagai berikut.

1. Berat Sendiri Struktur Atap

Berat sendiri struktur merupakan berat yang terdapat pada elemen-elemen struktur bangunan itu sendiri. Berat sendiri pada atap adalah elemen-elemen struktur yang dimodelkan pada *SAP2000* yaitu berupa rangka atap baja yang meliputi kuda-kuda dan gording. Berat sendiri material yang digunakan adalah berat jenis baja sebesar 7850 kg/m^3 . Data rangka atap baja yang digunakan adalah sebagai berikut.

a. Konfigurasi Rangka Atap Baja

Tampak depan struktur rangka atap baja pada Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut ini.

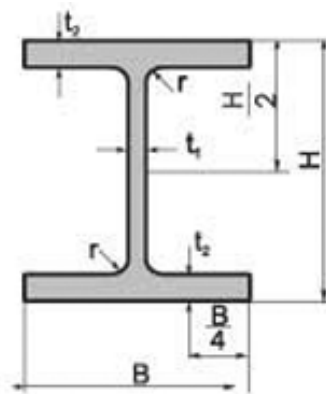


Gambar 5.4 Tampak Depan Struktur Rangka Atap Baja
(Sumber: gambar kerja PT. Arsigraphi)

- 1) sudut atap = 35° ,
- 2) jarak kuda-kuda = 6 m,
- 3) bentang kuda-kuda = 17 m
- 4) jarak gording = 1,8 m.

b. Profil Baja Kuda-Kuda

Kuda-kuda adalah penyangga utama ada struktur atap yang berfungsi sebagai pendukung beban atap termasuk beratnya sendiri dan sekaligus dapat memberikan bentuk pada atapnya. Kuda-kuda pada rangka atap struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ini menggunakan profil baja IWF250x125x6x9. Profil kuda-kuda yang digunakan pada rangka atap menggunakan profil baja yang tersedia di PT. Gunung Garuda. Gambar profil penampang IWF250x125x6x9 dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut ini.



Gambar 5.5 Penampang Profil Kuda-Kuda IWF250x125

Data penampang profil baja IWF250x125x6x9 adalah sebagai berikut

Profil kuda-kuda IWF250x125x6x9

Mutu Material BJ37

$H = 250$ mm

$E = 200000$ Mpa

$b_f = 125$ mm

$F_y = 240$ Mpa

$t_w = 6$ mm

$F_u = 370$ Mpa

$t_f = 9$ mm

$r = 12$ mm

$I_x = 4,05 \times 10^7$ mm⁴

$$I_y = 2,94 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 104 \text{ mm}$$

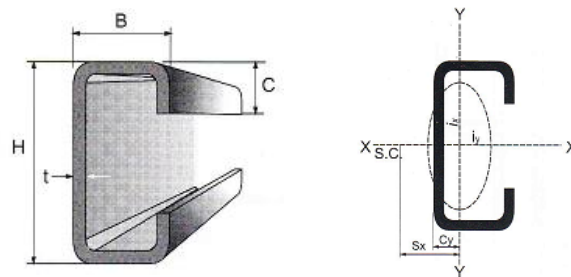
$$r_y = 27,9 \text{ mm}$$

$$S_x = 3,24 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 4,7 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

c. Profil Baja Gording

Gording pada struktur rangka atap berfungsi sebagai pengikat penutup atap. Gording yang digunakan pada rangka atap ini adalah profil C200x75x20x3,2. Profil gording yang digunakan pada rangka atap menggunakan profil baja yang tersedia di PT. Gunung Garuda. Gambar profil penampang C200x75x20x3,2 dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut ini.



Gambar 5.6 Penampang Profil Gording C200x75x20x3,2

Data penampang gording profil C200x75x20x3,2 adalah sebagai berikut.

Profil gording C200x75x20x3,2

Mutu Material BJ37

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

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$B = 75 \text{ mm}$$

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

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

$$F_u = 370 \text{ Mpa}$$

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

$$I_x = 7,16 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 8,4 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

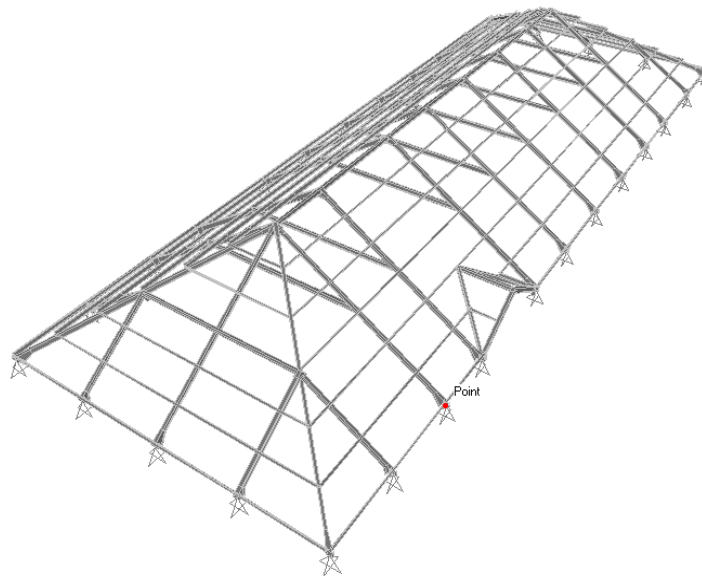
$$r_x = 79 \text{ mm}$$

$$r_y = 26,7 \text{ mm}$$

$$S_x = 71600 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 15800 \text{ mm}^3$$

Pemodelan rangka atap baja pada *SAP2000* dengan menggunakan tumpuan sendi dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut ini.



Gambar 5.7 Pemodelan Struktur Rangka Atap Baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta pada *SAP2000*

2. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan pada rangka atap adalah beban selain beban sendiri rangka atap yang telah dimodelkan dalam *SAP2000*. Beban ini dapat berupa beban distribusi baik berupa tributari, beban merata dan beban titik. Beban mati tambahan yang dibebankan pada rangka atap berdasarkan beban yang tercantum pada “Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987” adalah sebagai berikut.

a. Beban penutup atap (genteng, usuk dan reng)

Beban penutup atap yang digunakan pada penelitian ini adalah berupa kombinasi dari beban genteng, usuk dan reng. Berdasarkan PPURG 1987 beban penutup atap (genteng, usuk dan reng) adalah sebesar $0,5 \text{ KN/m}^2$. Perhitungan

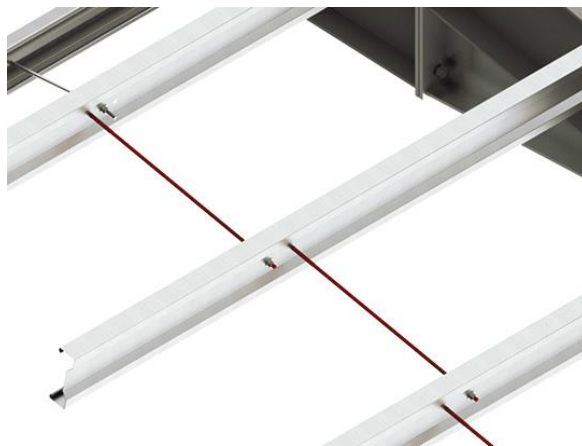
pembebanan beban mati tambahan berupa beban penutup atap dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut ini.

Tabel 5.9 Pembebanan Penutup Atap

panjang (m)	Beban Penutup Atap (KN/m ²)	Beban Penutup Atap per meter (KN/m)
<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A x B</i>
1,9	0,5	0,95
1,8	0,5	0,9

b. Beban *Sagrod* (diamater 10 mm)

Sagrod adalah pipa besi yang berfungsi sebagai penghubung antara gording satu dengan gording lainnya untuk mencegah terjadinya lengkungan pada gording. Berdasarkan ASCE 7-05 beban sagrod dengan diamter 10 mm adalah sebesar = 0,006 KN/m. Gambar contoh peletakan *sagrod* sebagai penahan gording dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut ini.



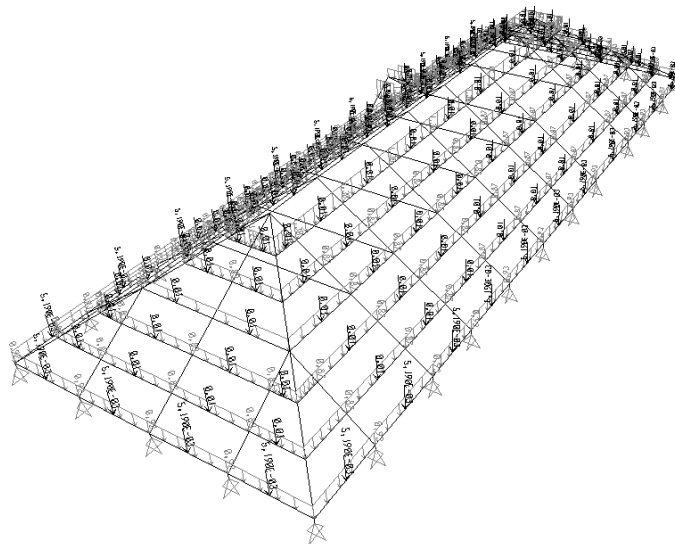
Gambar 5.8 Peletakan *Sagrod*

Perhitungan pembebanan beban mati tambahan berupa beban sagrod dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut ini.

Tabel 5.10 Pembebanan *Sagrod*

panjang (m)	Beban <i>Sagrod</i> (KN/m)	Beban titik <i>Sagrod</i> (KN)
<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A x B</i>
0,9	0,006	0,0054
1,8	0,006	0,0108

Pembebanan beban mati tambahan pada rangka atap dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut ini.



Gambar 5.9 Pembebanan Beban Mati Tambahan pada Rangka Atap Baja

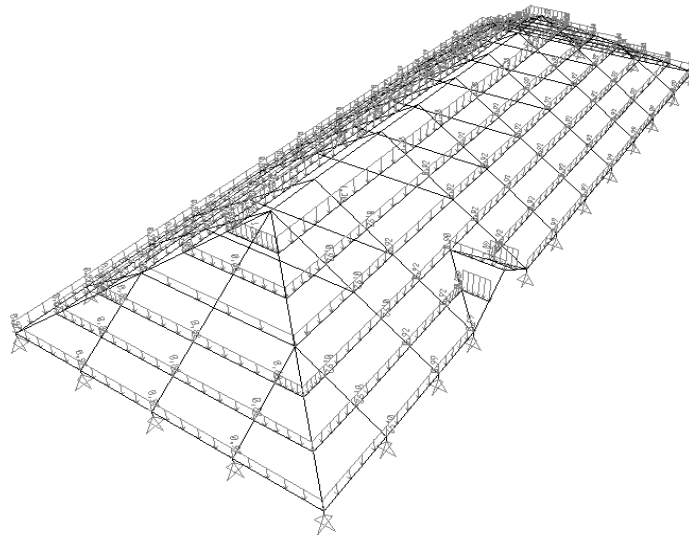
3. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang membebani struktur yang memiliki sifat *moveable* (dapat dipindahkan). Berdasarkan SNI 1727:2013 beban hidup pada rangka atap baja sebesar $0,532 \text{ KN/m}^2$. Perhitungan pembebanan beban hidup pada rangka atap dapat dilihat pada Tabel 5.11 berikut ini.

Tabel 5.11 Pembebanan Hidup Atap

panjang (m)	Beban Penutup Atap (KN/m ²)	Beban Penutup Atap per meter (KN/m)
<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A x B</i>
1,9	0,532	1,0108
1,8	0,532	0,9576

Pembebanan beban hidup pada rangka atap baja dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut ini.

**Gambar 5.10 Pembebanan Beban Hidup pada Rangka Atap Baja**

4. Beban Angin

Beban angin yang diperhitungkan pada struktur rangka atap menggunakan pedoman SNI 1727:2013 yang telah dinyatakan pada subbab 3.3.3. Data pembebanan angin pada Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta adalah sebagai berikut.

- a. Kecepatan angin dasar (*V*) = 25 km/jam
= 6,944 m/s
(sumber: BMKG Yogyakarta)
- b. Faktor arah angin (*K_d*) = 0,85
- c. Kategori eksposur (*E*) = Kategori B

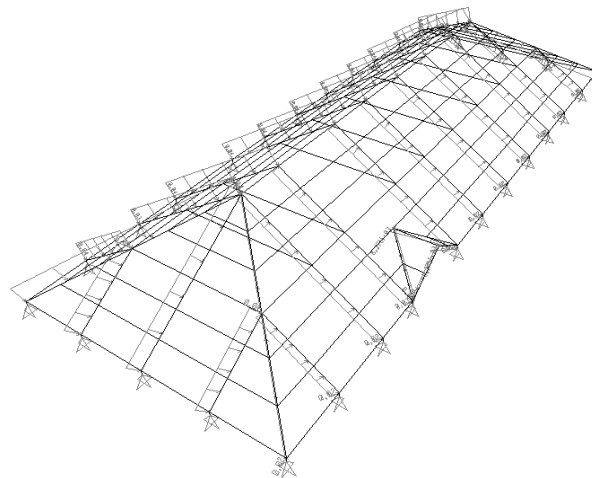
- d. Faktor topografi (K_{zt}) = 1
- e. Faktor efek hembusan (G) = 0,85
- f. Koefisien tekan internal ($G \times C_{pi}$) = 0,18
- g. Koefisien tekan eksternal ($G \times C_{pe}$) = -0,18
- h. Ketinggian diatas level tanah (z) = 14,4 m
- i. Ketinggian atap rata-rata (h) = 20,625 m
- j. Koef. Kecepatan tekanan eksposur (K_z) = 0,81
- k. Koef. Kecepatan tekanan eksposur (K_h) = 0,89
- l. Tekanan velositas (q_z) :
- $$q_z = 0,613 K_z \times K_{ZT} \times K_d \times V^2$$
- $$= 0,613 \times 0,81 \times 1 \times 0,85 \times (6,944 \text{ m/s})^2$$
- $$= 20,354 \text{ N/m}^2$$
- m. Tekanan velositas (q_h) :
- $$q_h = 0,613 K_h \times K_{ZT} \times K_d \times V^2$$
- $$= 0,613 \times 0,89 \times 1 \times 0,85 \times (6,944 \text{ m/s})^2$$
- $$= 22,364 \text{ N/m}^2$$
- n. Koefisien tekan eksternal (C_p atau C_N)
- a. Dinding di sisi angin datang (*windward*) = 0,8
- b. Dinding di sisi angin pergi (*leeward*) = -0,5
- o. Tekanan desain, z (tekan/menjuju)
- $$p = q_z \times G \times C_p - q_i (G \times C_{pi})$$
- $$= 20,354 \text{ N/m}^2 \times 0,85 \times 0,8 - 22,364 \text{ N/m}^2 (0,18)$$
- $$= 9,8149 \text{ N/m}^2$$
- $$= 0,009815 \text{ KN/m}^2 \text{ (tanda positif menandakan bahwa angin bekerja menuju permukaan internal)}$$
- p. Tekanan desain, h (hisap/menjauh)
- $$p = q_h \times G \times C_p - q_i (G \times C_{pi})$$
- $$= 22,364 \text{ N/m}^2 \times 0,85 \times (-0,5) - 20,354 \text{ N/m}^2 (-0,18)$$
- $$= -5,8409 \text{ N/m}^2$$
- $$= -0,005841 \text{ KN/m}^2 \text{ (tanda negatif menandakan bahwa angin bekerja menjauhi permukaan internal)}$$

Perhitungan pembebanan beban angin pada rangka atap baja dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini.

Tabel 5.12 Pembebanan Angin pada Atap

panjang (m)	Tekan (KN/m)	Hisap (KN/m)
<i>A</i>	<i>B</i>	<i>A x B</i>
4	0,03926	0,02336
3,55	0,03484	0,02074
4,3	0,04220	0,02512
4,55	0,04466	0,02658
3,8	0,03730	0,02220
4	0,03926	0,02336
4	0,03926	0,02336
4	0,03926	0,02336
4,25	0,04171	0,02482
4,25	0,04171	0,02482
4,125	0,04049	0,02409
4,25	0,04171	0,02482
4,25	0,04171	0,02482
4,25	0,04171	0,02482
4,125	0,04049	0,02409
1,41665	0,01390	0,00827

Pembebanan beban angin pada rangka atap baja dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut ini.



Gambar 5.11 Pembebanan Beban Angin pada Rangka Atap Baja

Penggunaan *SAP2000* pada rangka atap baja bertujuan untuk menghitung reaksi yang terjadi pada rangka atap baja. Reaksi yang dihasilkan tersebut kemudian di *input* kan pada portal baja. Reaksi yang dihasilkan akibat pembebanan pada rangka atap menggunakan *SAP2000* dapat dilihat pada Tabel 5.13 hingga Tabel 5.15 berikut ini.

Tabel 5.13 Reaksi Struktur Atap Terhadap Beban Mati

<i>Joint</i>	Vertikal (KN)	Horizontal (KN)
6	17,409	0,115
7	17,586	0,673
13	31,909	0,036
14	35,088	3,236
20	33,212	0,029
21	36,265	-3,164
27	28,798	0,038
28	28,798	-0,409
34	30,042	0,052
35	30,042	0,13
41	30,04	0,064
42	30,04	0,217
48	28,385	0,06
49	28,385	0,21
55	20,595	-0,023
56	22,199	0,099
58	14,926	-0,631
60	6,498	-0,664
62	13,516	-3,582
64	16,829	-3,824
66	13,548	0,618
68	13,535	0,619
70	13,391	3,351
72	13,386	3,153
80	22,457	11,482
81	27,309	15,927
82	22,862	12,102
86	22,237	-11,422
87	27,162	-16,044
88	24,703	-12,448

Tabel 5.14 Reaksi Struktur Atap Terhadap Beban Hidup

<i>Joint</i>	Vertikal (KN)	Horizontal (KN)
6	13,682	0,086
7	13,739	0,475
13	26,015	0,028
14	26,696	2,296
20	27,219	0,024
21	27,775	-2,222
27	23,029	0,032
28	23,029	-0,272
34	24,212	0,043
35	24,212	0,111
41	24,21	0,054
42	24,21	0,175
48	22,648	0,052
49	22,648	0,172
55	16,444	-0,00842
56	17,989	0,09
58	12,18	-0,46
60	5,148	-0,496
62	10,522	-2,641
64	13,502	-2,869
66	10,99	0,456
68	11,014	0,452
70	10,442	2,474
72	10,453	2,327
80	17,656	8,507
81	21,444	11,637
82	17,996	8,966
86	17,539	-8,478
87	21,417	-11,797
88	19,248	-9,213

Tabel 5.15 Reaksi Struktur Atap Terhadap Beban Angin

<i>Joint</i>	Vertikal (KN)	Horizontal (KN)
6	-1,113	-0,012
7	-0,512	0,401
13	0,564	-0,00263
14	1,333	3,192
20	-1,987	0,002147
21	-1,201	3,628
27	0,291	0,004528
28	0,79	0,453
34	0,477	0,007627
35	0,954	-0,172
41	-0,636	0,011
42	0,509	-0,269
48	0,238	0,011
49	-0,238	-0,268
55	-0,477	-0,00673
56	0,994	-0,222
58	2,067	-0,155
60	-3,816	0,057
62	-0,715	-0,187
64	-0,04	0
66	-0,015	-0,058
68	1,973	-0,238
70	0,091	-0,301
72	-0,442	-0,978
80	-1,266	-2,2
81	1,904	1,903
82	-0,905	-1,695
86	-1,507	0,238
87	0,173	-0,534
88	0,564	-1,158

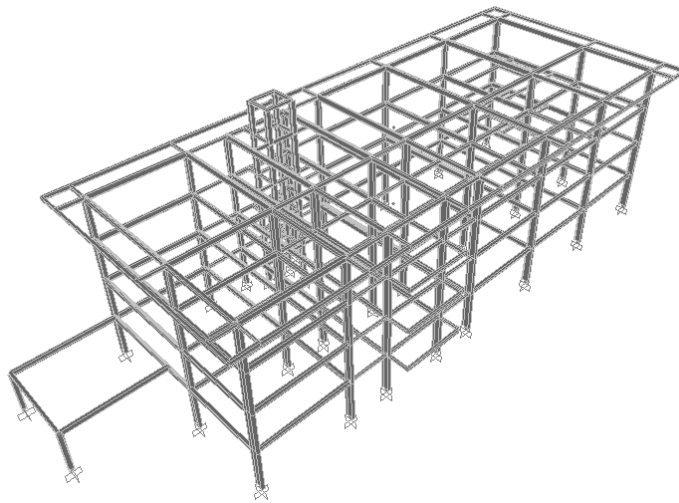
5.3.2 Pembebanan Portal

Perhitungan pembebanan portal pada penelitian ini meliputi berat sendiri struktur, beban mati tambahan, beban hidup, beban gempa dan beban notional. Perhitungan pembebanan ini berdasarkan SNI 03-1727-1989, Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPURG), SNI 1727:2013, tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain dan SNI 1726:2012, tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk

Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Perhitungan beban yang digunakan pada gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta adalah sebagai berikut.

1. Beban Sendiri Struktur Portal

Beban sendiri merupakan beban yang terdapat pada elemen-elemen struktur bangunan itu sendiri meliputi pelat, balok dan kolom. Beban sendiri struktur portal yang digunakan pada pemodelan ini hanya meliputi struktur baja balok dan kolom, sedangkan pelat termasuk dalam beban mati tambahan. Hal ini dikarenakan pada pemodelan *SAP2000* struktur pelat tidak dimodelkan, melainkan di *input* dalam bentuk beban tributari. Beban sendiri struktur ini dapat dihitung secara otomatis oleh program *SAP2000*. Berat sendiri material yang digunakan adalah berat jenis baja sebesar 7850 kg/m^3 . Pemodelan portal baja *SAP2000* dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut ini.



Gambar 5.12 Pemodelan Portal Baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta pada *SAP2000*

2. Beban Mati Tambahan

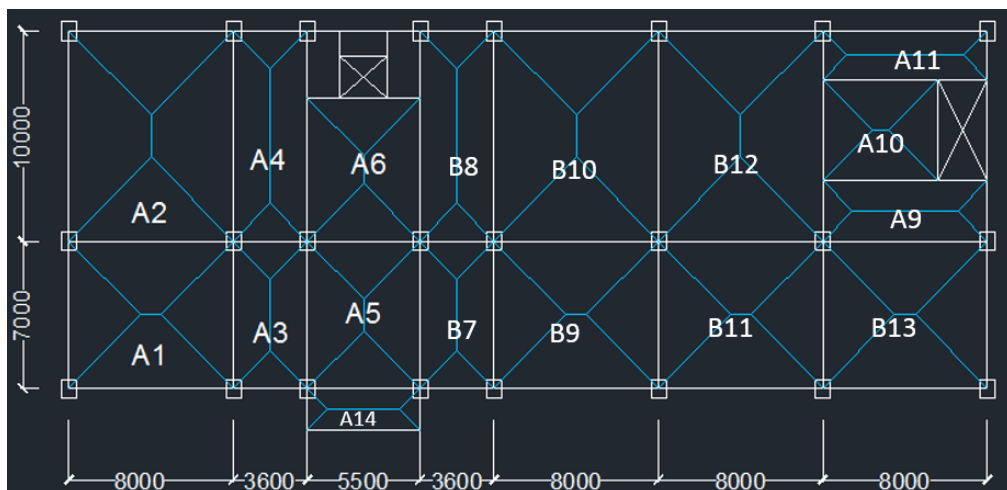
Beban mati tambahan pada penelitian ini adalah beban selain beban sendiri yang telah dimodelkan dalam *SAP2000*. Beban ini dapat berupa beban distribusi baik berupa tributari maupun merata dan beban titik. Perhitungan beban mati tambahan adalah sebagai berikut.

a. Beban Mati Tambahan Pelat Lantai 2-4

$$1) \text{ Pelat Beton Bertulang} = 0,10 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 = 2,40 \text{ KN/m}^2$$

2) Urug pasir	$= 0,02 \text{ m} \times 18 \text{ KN/m}^3 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
3) Spesi	$= 0,02 \text{ m} \times 22 \text{ KN/m}^3 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
4) Keramik	$= 0,02 \text{ m} \times 24 \text{ KN/m}^3 = 0,48 \text{ KN/m}^2$
5) <i>Floordeck</i> Alsun FD600 + <i>Proofing</i>	$= 0,11 \text{ KN/m}^2$
6) <i>Ducting</i> mekanikal dan elektrikal	$= 0,20 \text{ KN/m}^2$
Total (Q_{ADL})	$= 3,99 \text{ KN/m}^2$

Pembebanan beban mati tambahan pelat lantai diinputkan pada balok induk yang memikulnya dalam bentuk beban tributari. Denah peletakan tributari area pada beban pelat lantai 2-4 dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut ini.



Gambar 5.13 Denah Peletakan Tributari Area Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai

Perhitungan pembebanan beban mati tambahan pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 5.16 berikut ini.

Tabel 5.16 Tributari Beban Mati Tambahan Pelat Lantai

Type	L1 (m)	L2 (m)	Qd (KN/m ²)	h tributari (m)	qD (KN/m)
A1	8	7	3,99	3,5	13,965
A2	10	8	3,99	4	15,96
A3	7	3,6	3,99	1,8	7,182
A4	10	3,6	3,99	1,8	7,182
A5	7	5,5	3,99	2,75	10,9725
A6	6,825	5,5	3,99	2,75	10,9725
A9	8	2,875	3,99	1,4375	5,735625
A10	5,625	4,8	3,99	2,4	9,576
A11	8	2,325	3,99	1,1625	4,638375
B7	7	3,6	3,99	1,8	7,182
B8	10	3,6	3,99	1,8	7,182
B9	8	7	3,99	3,5	13,965
B10	10	8	3,99	4	15,96
B11	8	7	3,99	3,5	13,965
B12	10	8	3,99	4	15,96
B13	8	7	3,99	3,5	13,965

b. Beban Balok Anak

Pada penelitian ini balok anak dihitung sebagai beban titik yang dibebankan pada balok induk. Balok anak menggunakan beberapa tipe IWF yang memiliki berat jenis baja sebesar 7850 kg/m³. Rekapitulasi perhitungan balok anak sebagai beban titik dapat dilihat pada Tabel 5.17 berikut ini.

Tabel 5.17 Beban Balok Anak

Profil	Panjang (m)	berat (Kg/m)	Beban Titik (kg)
	A	B	0,5A x B
IWF350x175	8	49,6	198,4
IWF250x125	5,5	29,6	81,4
IWF250x125	3,6	29,6	53,28
IWF250x125	5,625	29,6	83,25

c. Beban Dinding

Beban dinding dibebankan hanya pada balok induk eksterior. Hal ini dikarenakan, pada dinding interior menggunakan dinding partisi yang sudah

termasuk pada beban hidup. Beban dinding yang digunakan berupa bata ringan ½ batu dengan berat satuan 0,60 KN/m². Rekapitulasi perhitungan beban dinding dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut ini.

Tabel 5.17 Beban Dinding

Keterangan	tinggi (m)	berat (KN/m ²)	Luasan efektif dinding (%)	Beban dinding (KN/m)
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>A x B x C</i>
Dinding dengan jendela/ pintu	3,60	0,60	70%	1,512
Dinding full	3,60	0,60	100%	2,160
Dinding full	2,80	0,60	100%	1,680

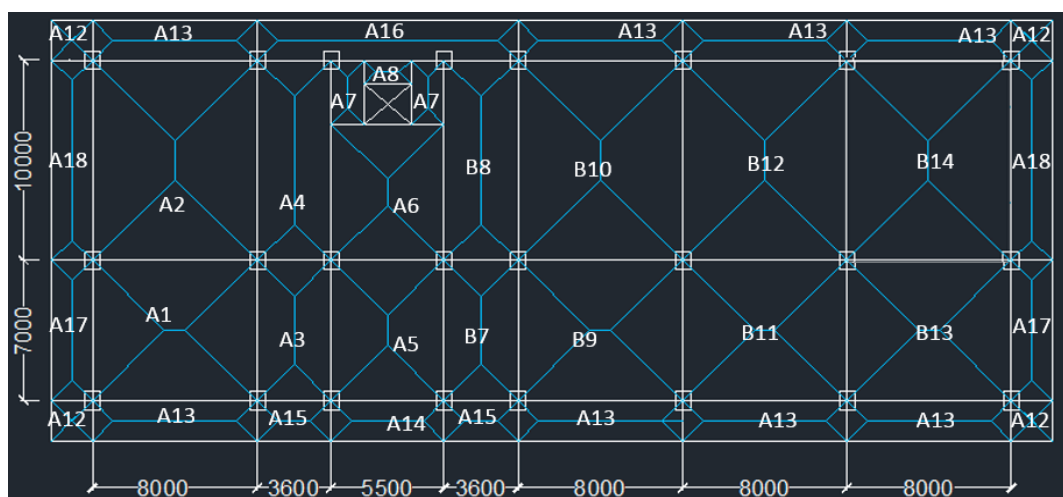
d. Beban Mati Tambahan Atap

1) Plafon/langit-langit atap = 0,11 KN/m²

2) *Ducting* mekanikal dan elektrikal = 0,20 KN/m²

Total (Q_{ADL}) = 0,31 KN/m²

Denah peletakan tributari area pada beban pelat atap dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut ini.



Gambar 5.14 Denah Peletakan Tributari Area Beban Mati

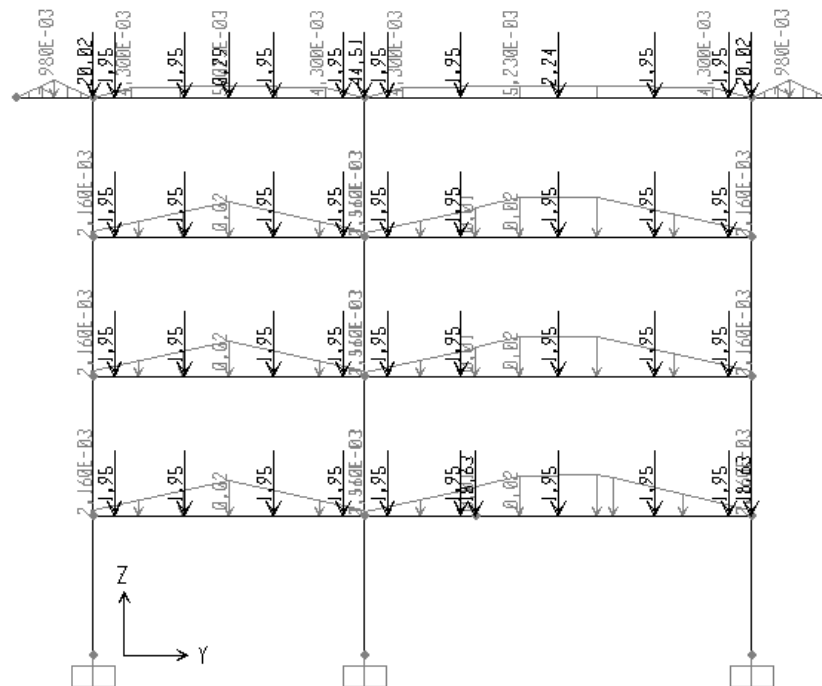
Tambahan pada Atap

Perhitungan pembebanan beban mati tambahan pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut ini.

Tabel 5.19 Tributari Beban Mati Tambahan Atap

Type	L1 (m)	L2 (m)	Qd (KN/m²)	h tributari (m)	qD (KN/m)
A1	8	7	0,31	3,5	1,862
A2	10	8	0,31	4	2,128
A3	7	3,6	0,31	1,8	0,958
A4	10	3,6	0,31	1,8	0,958
A5	7	5,5	0,31	2,75	1,463
A6	6,825	5,5	0,31	2,75	1,463
A7	3,175	1,6	0,31	0,8	0,426
A8	2,3	1,175	0,31	0,5875	0,313
A12	2	2	3,99	1	3,99
A13	8	2	3,99	1	3,99
A14	5,5	2	3,99	1	3,99
A15	3,6	2	3,99	1	3,99
A16	12,7	2	3,99	1	3,99
A17	7	2	3,99	1	3,99
A18	10	2	3,99	1	3,99
B7	7	3,6	0,31	3,5	1,862
B8	10	3,6	0,31	4	2,128
B9	8	7	0,31	1,8	0,958
B10	10	8	0,31	1,8	0,958
B11	8	7	0,31	2,75	1,463
B12	10	8	0,31	2,75	1,463
B13	8	7	0,31	0,8	0,426
B14	10	8	0,31	0,5875	0,313

Pembebanan beban mati tambahan berupa beban tributari dan beban titik pada *SAP2000* dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut ini.



Gambar 5.15 Pembebanan Beban Mati Tambahan pada Portal Baja

3. Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan pada struktur portal terbagi berdasarkan fungsi setiap ruangan, tetapi secara umum pada gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta berfungsi sebagai perkantoran. Berdasarkan SNI 1727:2013, tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain, bahwa beban hidup yang memiliki nilai kurang dari $3,83 \text{ kN/m}^2$ tidak diperlukan tambahan beban partisi sebesar $\leq 0,72 \text{ kN/m}^2$ dan begitupun sebaliknya. Faktor elemen beban hidup (K_{LL}) yang digunakan sebesar 1. Denah fungsi ruangan pada Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Lampiran 2. Pembagian beban hidup lantai dan atap adalah sebagai berikut.

a. Beban Hidup Lantai

Beban hidup lantai adalah beban hidup yang membebani pelat lantai. Pada penelitian ini beban hidup yang digunakan adalah beban hidup per-ruangan pada lantai yang ditinjau yaitu, lantai 2-4 Rekapitulasi beban hidup per ruangan atau per

lantai pada Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Tabel 5.20 sampai dengan Tabel 5.22 berikut ini.

Tabel 5.20 Beban Hidup per Ruang Lantai 2

No	Material	$K_{LL} \times AT$ (mm ²)	Syarat Reduksi	Beban Ql (KN/m ²)	Ql pakai = Lo (KN/m ²)
1	R.Subbag Kepegawaian	20	Tidak Perlu	2,4	3,12
2	R.Arsip Subbag Kepegawaian	9,6	Tidak Perlu	2,4	3,12
3	Ruang Konsultasi	9,6	Tidak Perlu	2,4	3,12
4	Ruang Rapat	13,2	Tidak Perlu	4,79	4,79
5	Lobi & Koridor	13,75	Tidak Perlu	3,83	3,83
6	KM/Toilet	9	Tidak Perlu	1,92	2,64
7	R.Subbag Admn & Perencanaan	10	Tidak Perlu	2,4	3,12
8	Ruang Arsip	14,25	Tidak Perlu	2,4	3,12
9	Ruang brangkas	5,75	Tidak Perlu	2,4	3,12
10	Ruang Pengawas	19,2	Tidak Perlu	2,4	3,12
11	Gudang ATK	9,6	Tidak Perlu	6	6
12	Sekretaris	9,6	Tidak Perlu	2,4	3,12
13	Subbag Keuangan	20	Tidak Perlu	2,4	3,12
14	Balkon	11	Tidak Perlu	4,79	4,79
15	Kepala Dinas	19,2	Tidak Perlu	2,4	3,12

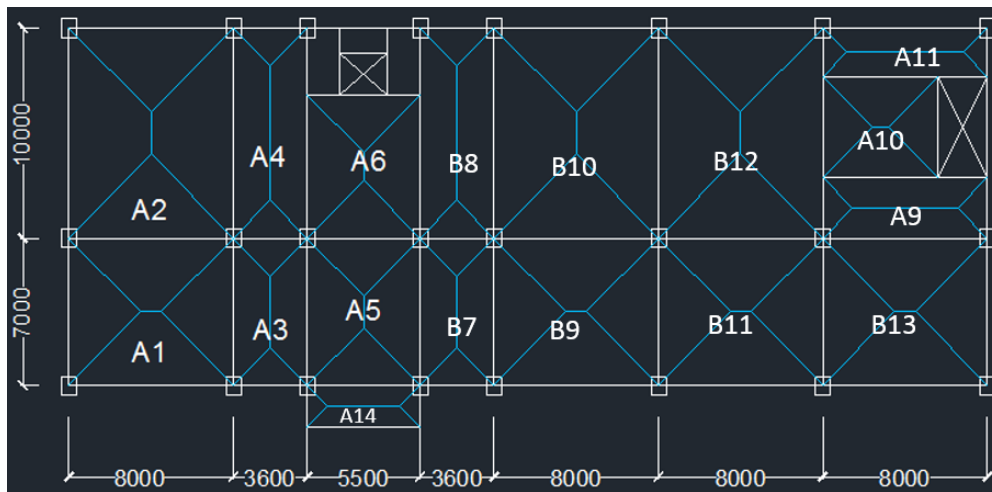
Tabel 5.21 Beban Hidup per Ruang Lantai 3

No	Material	$K_{LL} \times AT$ (mm ²)	Syarat Reduksi	Beban Ql (KN/m ²)	Ql pakai = Lo (KN/m ²)
1	R. Kabid pengembangan Pendidikan	8,64	Tidak Perlu	2,4	3,12
2.	R. Staff pengembangan Pendidikan	20	Tidak Perlu	2,4	3,12
3	KM/Toilet	9	Tidak Perlu	1,92	2,64
4	R.Kabid Pendidikan Menengah	9	Tidak Perlu	2,4	3,12
5	R.Staff Pendidikan Menengah	20	Tidak Perlu	2,4	3,12
6	R.Kabid Pendidikan Dasar	8,64	Tidak Perlu	2,4	3,12
7	R.Staff Pendidikan Dasar	19,2	Tidak Perlu	2,4	3,12
8	Ruang Rapat	13,2	Tidak Perlu	4,79	4,79
9	Ruang Arsip	9,6	Tidak Perlu	2,4	3,12
10	Lobi & Koridor	13,75	Tidak Perlu	3,83	3,83
11	Balkon	11	Tidak Perlu	4,79	4,79

Tabel 5.22 Beban Hidup per Ruang Lantai 4

t	Material	$K_{LL} \times AT$ (mm ²)	Syarat Reduksi	Beban Ql (KN/m ²)	Ql pakai = Lo (KN/m ²)
1	Ruang Pertemuan/R.Rapat	19,2	Tidak Perlu	4,79	4,79
2	Ruang Arsip	20	Tidak Perlu	2,4	3,12
3	Perpustakaan	10	Tidak Perlu	7,18	7,18
4	Lobi & Koridor	13,75	Tidak Perlu	3,83	3,83
5	KM/Toilet	9	Tidak Perlu	1,92	2,64
6	Ruang server / operator	9	Tidak Perlu	1,92	2,64
7	Gudang	10	Tidak Perlu	6	6
8	Ruang Audio Visual	20	Tidak Perlu	4,79	4,79
9	Balkon	11	Tidak Perlu	4,79	4,79

Berdasarkan hasil perhitungan beban hidup diatas, selanjutnya adalah perhitungan pembebanan beban hidup tributari pada lantai. Denah peletakan tributari area pada beban hidup lantai dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut ini.



Gambar 5.16 Denah Peletakan Tributari Area Beban Hidup Lantai

Perhitungan pembebanan beban hidup pada pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 5.23 hingga Tabel 5.25 berikut ini.

Tabel 5.23 Tributari Beban Hidup Pelat Lantai 2

Tipe	$L1$ (m)	$L2$ (m)	Ql (KN/m ²)	h tributari (m)	qL (KN/m)
A1	8	7	3,12	3,5	10,92
A2	10	8	3,12	4	12,48
A3	7	3,6	4,79	1,8	8,622
A4	10	3,6	3,83	1,8	6,894
A5	7	5,5	4,79	2,75	13,1725
A6	6,825	5,5	3,83	2,75	10,5325
A9	8	2,875	3,83	1,4375	5,505625
A10	5,625	4,8	3,12	2,4	7,488
A11	8	2,325	3,12	1,1625	3,627
A14	5,5	2	4,79	1	4,79
B7	7	3,6	3,12	1,8	5,616
B8	10	3,6	3,83	1,8	6,894
B9	8	7	3,12	3,5	10,92
B10	10	8	3,83	4	15,32
B11	8	7	6	3,5	21
B12	10	8	3,83	4	15,32
B13	8	7	3,12	3,5	10,92

Tabel 5.24 Tributari Beban Hidup Pelat Lantai 3

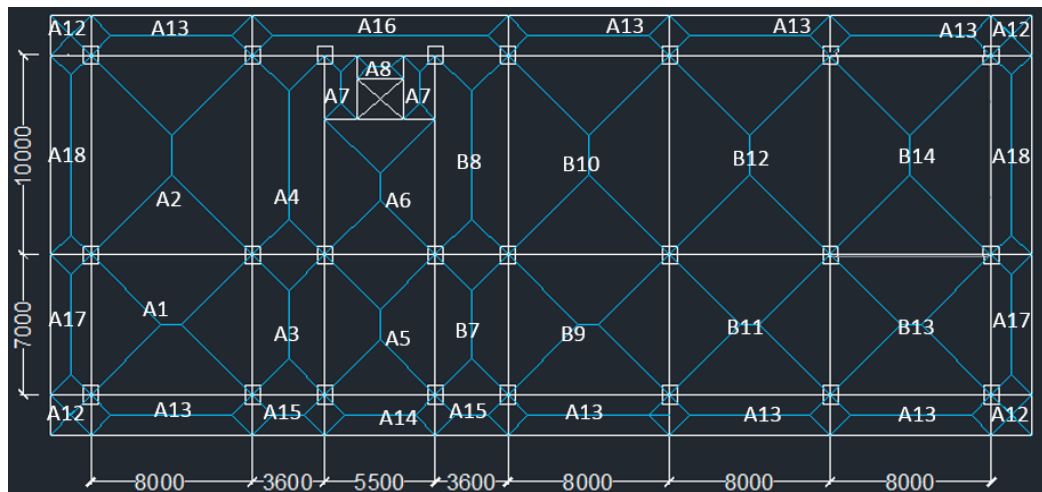
Tipe	L1 (m)	L2 (m)	Ql (KN/m²)	h tributari (m)	qL (KN/m)
A1	8	7	3,12	3,5	10,92
A2	10	8	3,12	4	12,48
A3	7	3,6	3,12	1,8	5,616
A4	10	3,6	3,83	1,8	6,894
A5	7	5,5	4,79	2,75	13,1725
A6	6,825	5,5	3,83	2,75	10,5325
A9	8	2,875	3,83	1,4375	5,505625
A10	5,625	4,8	3,12	2,4	7,488
A11	8	2,325	3,12	1,1625	3,627
A14	5,5	2	4,79	1	4,79
B7	7	3,6	4,79	1,8	8,622
B8	10	3,6	3,83	1,8	6,894
B9	8	7	3,12	3,5	10,92
B10	10	8	3,83	4	15,32
B11	8	7	3,12	3,5	10,92
B12	10	8	3,83	4	15,32
B13	8	7	3,12	3,5	10,92

Tabel 5.25 Tributari Beban Hidup Pelat Lantai 4

Tipe	L1 (m)	L2 (m)	Ql (KN/m²)	h tributari (m)	qL (KN/m)
A1	8	7	4,79	3,5	16,765
A2	10	8	3,83	4	15,32
A3	7	3,6	4,79	1,8	8,622
A4	10	3,6	3,83	1,8	6,894
A5	7	5,5	4,79	2,75	13,1725
A6	6,825	5,5	3,83	2,75	10,5325
A9	8	2,875	3,83	1,4375	5,505625
A10	5,625	4,8	4,79	2,4	11,496
A11	8	2,325	4,79	1,1625	5,568375
A14	5,5	2	4,79	1	4,79
B7	7	3,6	4,79	1,8	8,622
B8	10	3,6	3,83	1,8	6,894
B9	8	7	4,79	3,5	16,765
B10	10	8	3,83	4	15,32
B11	8	7	4,79	3,5	16,765
B12	10	8	4,79	4	19,16
B13	8	7	4,79	3,5	16,765

b. Beban Hidup Atap

Beban hidup atap adalah beban hidup yang membebani lantai atap. Beban ini adalah beban pekerja dengan beban sebesar $0,532 \text{ KN/m}^2$. Denah peletakan tributari area pada beban hidup atap dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut ini.



Gambar 5.17 Denah Peletakan Tributari Area Beban Hidup Atap

Perhitungan pembebanan beban hidup pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.26 berikut ini.

Tabel 5.26 Tributari Beban Hidup Atap

Tipe	$L1$ (m)	$L2$ (m)	Ql (KN/m ²)	h tributari (m)	qL (KN/m)
A1	8	7	0,532	3,5	1,862
A2	10	8	0,532	4	2,128
A3	7	3,6	0,532	1,8	0,958
A4	10	3,6	0,532	1,8	0,958
A5	7	5,5	0,532	2,75	1,463
A6	6,825	5,5	0,532	2,75	1,463
A7	3,175	1,6	0,532	0,8	0,426
A8	2,3	1,175	0,532	0,5875	0,313
A12	2	2	0,532	1	0,532
A13	8	2	0,532	1	0,532
A14	5,5	2	0,532	1	0,532
A15	3,6	2	0,532	1	0,532
A16	12,7	2	0,532	1	0,532
A17	7	2	0,532	1	0,532

tingkat gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ≤ 10 lantai (40 m), sehingga metode awal yang digunakan adalah statik ekuivalen, apabila setelah menggunakan metode ini muncul ketidakberaturan torsi, maka metode harus diubah menjadi analisis dinamik. Perhitungan pembebanan gempa yang dilakukan dibebankan pada struktur baja yang ditinjau dari lantai 1 s/d lantai 4. Data pembebanan gempa sesuai dengan SNI 1726:2012 yang telah dijelaskan pada sub-bab 3.3.5 adalah sebagai berikut.

a. Perhitungan Berat Struktur Gedung

Perhitungan berat struktur gedung dilakukan secara manual dengan bantuan *Ms. Excel* dan dengan pemodelan gedung menggunakan *software SAP2000*. Berat struktur per lantai pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut ini.

Tabel 5.27 Berat Struktur Bangunan per Lantai

Lantai	elevasi (m)	Tinggi (m)	Berat Bangunan (T)	Berat Bangunan (KN)
1. ATAP LIFT el. +17,2m	17,2	2,8	3,714036	36,4347
2. ATAP el. +14,4m	14,4	3,6	231,2318	2268,3827
3. LANTAI 4 el. +10,8m	10,8	3,6	471,8408	4628,7586
4. LANTAI 3 el. +7,2m	7,2	3,6	471,8408	4628,7586
5. LANTAI 2 el. +3,6m	3,6	3,6	486,3066	4770,6678
BERAT TOTAL			1664,934	16333,002

Meninjau dari sisi berat sendiri gedung, struktur portal baja memiliki berat lebih ringan yaitu sebesar 1664,934 T dibandingkan dengan struktur portal beton bertulang, yaitu sebesar 4283,23 T.

b. Analisa Pembebanan Gempa

Analisa pembebanan gempa mengikuti pedoman SNI 1726:2012, tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan

Non Gedung. Analisa pembebanan gempa pada gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada penjelasan berikut ini.

- 1) Fungsi gedung = Perkantoran
- 2) Jenis Struktur = Struktur Baja
- 3) Jenis Struktur = Struktur Baja
- 4) Kelas Situs = SD (Tanah Sedang)
- 5) Kategori risiko = II (Tabel 3.6)
- 6) Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1 (Tabel 3.7)
- 7) Parameter percepatan dasar periode pendek (S_S) = 1,226
- 8) Parameter percepatan dasar periode 1 detik (S_I) = 0,448
- 9) Faktor percepatan getaran periode pendek (F_a) = 1,01 (Tabel 3.9)
- 10) Faktor percepatan getaran periode 1 detik (F_v) = 1,552 (Tabel 3.10)
- 11) Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS})

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_S \\ &= 1,01 \times 1,226 \\ &= 1,238 \end{aligned}$$

- 12) Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik (S_{M1})

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_I \\ &= 1,552 \times 0,448 \\ &= 0,695 \end{aligned}$$

- 13) Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (S_{DS})

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \\ &= \frac{2}{3} \times 1,238 \\ &= 0,826 \end{aligned}$$

- 14) Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik (S_{D1})

$$\begin{aligned} S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\ &= \frac{2}{3} \times 0,695 \\ &= 0,464 \end{aligned}$$

- 15) Koefisien risiko terpetakan, perioda respons spektral (C_{RS}) = 0,926

16) Koefisien risiko terpetakan, perioda respons spektral 1 detik (C_{R1}) = 0,926

$$\begin{aligned} 17) S_{Dsr} &= \frac{S_{Ds}}{C_{RS}} \\ &= \frac{0,826}{0,926} \\ &= 0,764 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 18) S_{D1r} &= \frac{S_{D1}}{C_{R1}} \\ &= \frac{0,464}{0,926} \\ &= 0,429 \end{aligned}$$

19) Kategori desain seismik (KDS) = D (Tabel 3.12)

20) Sistem Struktur = Rangka baja pemikul momen khusus (SRPMK)

21) Koefisien modifikasi respons (R) = 8 (Tabel 3.13)

22) Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5 (Tabel 3.13)

23) Koefisien batas atas (C_u) = 1,4 (Tabel 3.14)

24) Nilai parameter perioda pendekatan (x) = 0,8

25) Perioda fundamental

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,072 \times (20,625 \text{ m})^{0,8} \\ &= 0,815 \end{aligned}$$

$$T = T_a = 0,815$$

26) Koefisien respon seismik (C_s)

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{D1r}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{0,429}{0,815 \left(\frac{8}{1} \right)} \\ &= 0,066 \end{aligned}$$

27) Berat Bangunan = 1685,128 T (berdasarkan pembacaan pada *SAP2000*)

28) Gaya geser seismik (V)

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,066 \times 1685,128 \text{ T} \end{aligned}$$

$$= 110,912 \text{ T T}$$

$$= 1088,0467 \text{ KN}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan distribusi vertikal gaya gempa dan gaya gempa lateral dapat dilihat pada Tabel 5.28 berikut ini.

Tabel 5.28 Distribusi Vertikal Gaya Gempa dan Gaya Gempa Lateral

Tingkat ke x	W_x (T)	h (m)	h^k	$W.h^k$	C_{vx} (%)	F_x (T)
1. ATAP LIFT el. +17,2m	3,7140	2,800	3,293	12,231	0,002	0,185
2. ATAP el. +14,4m	231,2317	3,600	4,405	1018,633	0,139	15,413
3. LANTAI 4 el. +10,8m	471,8408	3,600	4,405	2078,576	0,284	31,450
4. LANTAI 3 el. +7,2m	471,8408	3,600	4,405	2078,576	0,284	31,450
5. LANTAI 2 el. +3,6m	486,3066	3,600	4,405	2142,301	0,292	32,414

5. Beban Notional

Seperti yang sudah dijelaskan pada subbab 3.3.4 bahwa beban national digunakan untuk struktur baja karena baja memiliki efek ketidaksempurnaan. Beban national yang digunakan sesuai dengan persyaratan SNI 1729:2015. Tabel hasil perhitungan beban notional setiap lantai yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 5.29 berikut ini.

Tabel 5.29 Beban Notional

Lantai	elevasi (m)	Tinggi (m)	Berat Bangunan (T)	Beban Notional (T)
1. ATAP LIFT el. +17,2m	17,2	2,8	3,7140	0,00743
2. ATAP el. +14,4m	14,4	3,6	231,2317	0,46246
3. LANTAI 4 el. +10,8m	10,8	3,6	471,8408	0,94368
4. LANTAI 3 el. +7,2m	7,2	3,6	471,8408	0,94368
5. LANTAI 2 el. +3,6m	3,6	3,6	486,3066	0,97261
BERAT TOTAL			1664,934	

6. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan sub-bab 3.3.5 adalah kombinasi yang menyertakan dengan beban gempa, sehingga kombinasi yang digunakan adalah point a,b,e dan g. Berdasarkan SNI 1726:2012, bangunan dengan kategori desain sesimik D nilai *redundancy* (ρ) = 1,3. Pada bangunan ini memungkinkan untuk memakai $\rho = 1$, karena memenuhi persyaratan yang tercantum pada sub-bab 3.3.5. Nilai faktor pembesaran defleksi (Cd) = 5,5. Tabel nilai kombinasi yang digunakan pada penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 5.30 berikut ini.

Tabel 5.30 Nilai Kombinasi Pembebanan

Nama	Arah X (EX)	Arah Y (EY)
COMB 1	1,4D	1,4D
COMB 2	1,2D+1,6L+1N	1,2D+1,6L+1N
COMB 3	1,35288D+1EX+0,3EY+L+N	1,35288D +0,3EX+1EY+L+N
COMB 4	1,35288D+1EX-0,3EY+L+N	1,35288D +0,3EX-1EY+L+N
COMB 5	1,35288D-1EX+0,3EY+L+N	1,35288D -0,3EX+1EY+L+N
COMB 6	1,35288D-1EX-0,3EY+L+N	1,35288D -0,3EX-1EY+L+N
COMB 7	0,74712D+1EX+0,3EY+N	0,74712D +0,3EX+1EY+N
COMB 8	0,74712D +1EX-0,3EY+N	0,74712D +0,3EX-1EY+N
COMB 9	0,74712D -1EX+0,3EY+N	0,74712D -0,3EX+1EY+N
COMB 10	0,74712D -1EX-0,3EY+N	0,74712D -0,3EX-1EY+N
COMB 11	1,2D+1L+1W+1N	1,2D+1L+1W+1N
COMB 12	0,9D+1W+1N	10,9D+1W+1N

5.4 Pengecekan Hasil Desain

Pengecekan hasil desain pada penelitian ini meliputi pengaruh struktur terhadap faktor perbesaran torsi, simpangan antar lantai, P-delta dan *soft storey*. Hasil desain pada gedung baja Dinas Pendidikan Yogyakarta adalah sebagai berikut.

5.4.1 Pengecekan Terhadap Torsi Bangunan

Ketidakteraturan Torsi terjadi bila simpangan antar tingkat pada ujung suatu bangunan lebih besar dari 1,2 kali simpangan rata-rata pada ujung bangunan bila

bangunan tersebut mengalami beban lateral dengan eksentrisitas minimum 0,05 kali panjang bangunan di antara dua ujung tersebut. Ketidakberaturan torsi ekstrem terjadi bila rasio dari simpangan antar tingkat lebih besar dari 1,4. Ketidakberaturan torsi dapat juga di tentukan dengan menghitung faktor pembesaran torsi A_x . Nilai torsi bangunan di setiap tingkat yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.31 dan Tabel 5.32 berikut ini.

Tabel 5.31 Faktor Pembesaran Torsi Arah X

Lantai Ke-	δU_{x1}	δU_{x2}	δx_e	$\delta_{max}/\delta_{avg}$	A_x	Cek ($A_x < 1$)
	(m)	(m)	(m)	(m)		
Atap	0,0331	0,0330	0,0330	1,0017	0,6968	OK
4	0,0300	0,0299	0,0300	1,0023	0,6977	OK
3	0,0224	0,0222	0,0223	1,0035	0,6992	OK
2	0,0105	0,0104	0,0105	1,0054	0,7019	OK

Tabel 5.32 Faktor Pembesaran Torsi Arah Y

Lantai Ke-	δU_{x1}	δU_{x2}	δx_e	$\delta_{max}/\delta_{avg}$	A_x	Cek ($A_x < 1$)
	(m)	(m)	(m)	(m)		
Atap	0,0101	0,0127	0,0114	1,1149	0,8632	OK
4	0,0085	0,0108	0,0096	1,1162	0,8653	OK
3	0,0059	0,0074	0,0066	1,1168	0,8662	OK
2	0,0024	0,0030	0,0027	1,1191	0,8696	OK

Menurut SNI 1726:2012, struktur dengan denah gedung beraturan harus memenuhi persyaratan ($\delta_{max}/\delta_{avg} < 1,2$) dan tidak boleh mengalami pembesaran torsi ($A_x < 1$). Sehingga, berdasarkan hasil perhitungan faktor pembesaran torsi diatas, struktur gedung termasuk kategori tanpa ketidakberaturan torsi atau struktur gedung dapat dikatakan sebagai struktur gedung beraturan.

5.4.2 Defleksi dan Simpangan antar Lantai

Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi $\Delta a/\rho$ untuk semua tingkat apabila suatu sistem penahan gaya gempa yang terdiri hanya rangka momen pada struktur yang dirancang untuk kategori seismik D,E dan F. Pada bangunan baja Dinas Pendidikan Yogyakarta ini digunakan simpangan antar tingkat yang diijinkan yaitu $\Delta a = 0,025h_{sx}$. Hasil pemeriksaan terhadap hasil desain berdasarkan simpangan antar tingkat dan analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 5.33 dan Tabel 5.34 berikut.

Tabel 5.33 Defleksi dan Simpangan Antar Lantai Arah X

Lantai Ke-	H	δx_e	δx_e	Δ	$\Delta a/\rho$	$\Delta \leq \frac{\Delta a}{\rho}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	3600	33,079	181,9345	16,8025	90,000	OK
4	3600	30,024	165,132	42,042	90,000	OK
3	3600	22,38	123,09	65,241	90,000	OK
2	3600	10,518	57,849	57,849	90,000	OK

Tabel 5.34 Defleksi dan Simpangan Antar Lantai Arah Y

Lantai Ke-	H	δx_e	δx_e	Δ	$\Delta a/\rho$	$\Delta \leq \frac{\Delta a}{\rho}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	3600	12,681	69,7455	10,5105	90,000	OK
4	3600	10,77	59,235	18,4855	90,000	OK
3	3600	7,409	40,7495	24,1285	90,000	OK
2	3600	3,022	16,621	16,621	90,000	OK

Menurut SNI 1726:2012, bahwa simpangan yang terjadi harus lebih kecil dari simpangan maksimum ($\Delta \leq \Delta a/\rho$). Berdasarkan hasil perhitungan defleksi dan simpangan antar lantai struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta yang tercantum pada Tabel 5.32 dan Tabel 5.33, bahwa simpangan yang terjadi masih dibawah simpangan maksimum ($\Delta \leq \Delta a/\rho$), sehingga struktur masih dikatakan aman.

5.4.3 Pemeriksaan Struktur Terhadap Pengaruh *P-delta*

Pengaruh *P-delta* pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien (θ) bernilai sama atau kurang dari 0,1. Hasil dari pemeriksaat struktur terhadapat pengaruh *P-delta* yang dapat dilihat pada Tabel 5.35 dan Tabel 5.36 berikut ini.

Tabel 5.34 Koefisien Stabilitas Arah X Profil Desain

Lantai Ke-	<i>hsx</i>	Δi	<i>Pui</i>	<i>Vi</i>	θ	θ_{maks}	$\theta < 0,1$; $\theta < \theta_{maks}$
	(mm)	(mm)	(KN)	(KN)			
Atap	3600	16,8025	3732,579	152,964	0,02071	0,09091	OK
4	3600	42,042	10515,8	461,383	0,04839	0,09091	OK
3	3600	65,241	16611,74	769,802	0,07110	0,09091	OK
2	3600	57,849	23236,91	1087,675	0,06242	0,09091	OK

Tabel 5.35 Koefisien Stabilitas Arah Y Profil Desain

Lantai Ke-	<i>hsx</i>	Δi	<i>Pui</i>	<i>Vi</i>	θ	θ_{maks}	$\theta < 0,1$; $\theta < \theta_{maks}$
	(mm)	(mm)	(KN)	(KN)			
Atap	3600	10,5105	3732,579	152,964	0,01295	0,09091	OK
4	3600	18,4855	10515,8	461,383	0,02128	0,09091	OK
3	3600	24,1285	16611,74	769,802	0,02630	0,09091	OK
2	3600	16,621	23236,91	1087,675	0,01793	0,09091	OK

Menurut SNI 1726:2012, bahwa geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh pengaruh *P-delta* tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) masih kurang dari 1. Berdasarkan Tabel 5.34 dan Tabel 5.35,

bahwa pengaruh P-delta pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta masih dapat diabaikan dan analisis tidak perlu menggunakan Analisis Orde Kedua.

5.4.4 Pemeriksaan Bangunan Terhadap Kekakuan Struktur (*Soft Storey*)

Bangunan gedung dengan kekakuan vertikal yang tidak baik adalah bangunan gedung yang dalam tingkat-tingkatnya terdapat tingkat yang lemah (*soft storey*). SNI 1726:2012 menjelaskan bahwasanya gedung reguler adalah gedung yang sistim strukturnya memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak (*soft storey*). Yang dimaksud dengan struktur dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat yang kekakuan lateralnya < 70% kekakuan lateral diatasnya atau <80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat diatasnya. Hasil pemeriksaan bangunan terhadap kekakuan struktur (*soft storey*) dapat dilihat pada Tabel 5.37 dan Tabel 5.38 berikut ini.

Tabel 5.36 Cek *Soft Storey* Arah X

Lantai Ke-	V_x	F_x	$\Delta a/\rho$	K	K_i/K_{i+1} (%)	rata2 K- 3 tingkat diatasnya	K_i/K_r (%)	Cek
	(KN)	(KN)	(m)	(KN/m)				
2	1087,675	317,873	0,09	3531,922	103%		124%	OK
3	769,802	308,419	0,09	3426,878	100%		200%	OK
4	461,383	308,419	0,09	3426,878	204%	2844,40		OK
Atap	152,964	151,15	0,09	1679,444	6481%	1710,75		OK
Lift	1,814	1,814	0,07	25,91429				

Tabel 5.37 Cek *Soft Storey* Arah Y

Lantai Ke-	V_y	F_y	$\Delta a/\rho$	K	K_i/K_{i+1} (%)	rata2 K- 3 tingkat diatasnya	K_i/K_r (%)	Cek
	(KN)	(KN)	(m)	(KN/m)				
2	1087,675	317,873	0,09	3531,922	103%		124%	OK
3	769,802	308,419	0,09	3426,878	100%		200%	OK

4	461,383	308,419	0,09	3426,878	204%	2844,40		OK
Atap	152,964	151,15	0,09	1679,444	6481%	1710,75		OK
Lift	1,814	1,814	0,07	25,91429				

Berdasarkan hasil perhitungan Tabel 5.36 dan Tabel 5.37 menunjukkan bahwa kekakuan tingkat lantai ke-2,3 dan 4 lebih besar dari persyaratan yaitu $>70\%$. Dengan demikian terhadap persyaratan pertama (syarat $>70\%$) menurut TCPKGUBG-2002, tingkat tersebut masih aman dan tidak termasuk kedalam kategori tingkat yang lemah (*soft storey*). Terhadap syarat kedua yaitu syarat $>80\%$, maka seluruh tingkat tersebut memenuhi persyaratan, sehingga tidak termasuk kedalam kategori tingkat yang lemah (*soft storey*).

5.5 Pengecekan Komponen Struktur SRPMK

Pengecekan komponen struktur SRPMK meliputi komponen balok dan kolom berdasarkan SNI 1729:2015 dan SNI 7860:2015. Pengecekan komponen struktur SRPMK adalah sebagai berikut.

5.5.1 Pengecekan Komponen Balok SRPMK

Pada penelitian ini, balok yang akan di cek sebagai komponen balok SRPMK adalah balok yang memiliki momen terbesar. Hasil rekapitulasi momen dan gaya geser pada komponen balok setelah dihitung menggunakan *SAP2000* dapat dilihat pada Tabel 5.39 berikut ini.

Tabel 5.39 Rekapitulasi Momen dan Gaya Geser Balok SRPMK Terbesar

Tipe Balok	L	Mu max	Vg max		
			DL	LL	1,2DL+1,6LL (COMB2)
	(m)	(KNm)	(KN)	(KN)	(KN)
IWF 500x200	10	-586,282	122,817	128,65	353,220
IWF 450x200	8	-341,618	67,451	79,057	207,432
IWF 400x200	7	-196,225	51,329	52,425	145,475

IWF 350x175	5,5	-125,953	31,727	32,768	90,501
IWF 300x150	3,6	-87,064	18,27	18,831	52,054

Setelah didapatkan hasil momen dan gaya geser dari perhitungan *SAP2000*, selanjutnya dilakukan pengecekan komponen balok SRPMK. Pengecekan komponen balok SRPMK adalah sebagai berikut.

1. Balok IWF 450x200 (Bentang terbesar searah X)

$$M_U^- = -341,618 \text{ KNm (COMB 3 EX)}$$

$$V_g = 207,432 \text{ (COMB 2)}$$

Profil IWF 450x200

Mutu Material BJ41

$$H = 450 \text{ mm}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

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

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$L_b = 10000 \text{ mm}$$

$$t_f = 14 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,3$$

$$r = 18 \text{ mm}$$

$$I_x = 3,35 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 1,87 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 186 \text{ mm}$$

$$r_y = 44 \text{ mm}$$

$$S_x = 1,49 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 1,87 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

- a. Periksa kelangsingan balok

- 1) Sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200 \text{ mm}}{2 \times 14 \text{ mm}} = 7,143$$

$$\lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,3 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 8,485$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{hd} \text{ (Kompak)}$$

- 2) Badan

$$Ca = 0$$

$$\begin{aligned}
 h &= d - (2r + 2tf) \\
 &= 450 \text{ mm} - 2(18 \text{ mm} + 14 \text{ mm}) \\
 &= 386 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{386 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} = 42,889$$

$$\lambda_{hd} = 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0,93Ca) = 2,45 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 69,296$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})$$

b. Periksa pengaruh tekuk lateral

$$\begin{aligned}
 r_{ts} &= \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1ht_w}{6b_f t_f}\right)}} \\
 &= \frac{200 \text{ mm}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 450 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}}{6 \times 200 \text{ mm} \times 14 \text{ mm}}\right)}} \\
 &= 51,825 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$h_o = H - t_f = 450 \text{ mm} - 14 \text{ mm} = 436 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 J &= \sum \frac{1}{3} b_t^3 \\
 &= 2 \left(\frac{1}{3} B_f t_f^3 \right) + \left(\frac{1}{3} h_o t_w^3 \right) \\
 &= 2 \left(\frac{1}{3} \times 200 \text{ mm} \times (14 \text{ mm})^3 \right) + \left(\frac{1}{3} \times 436 \text{ mm} \times (10 \text{ mm})^3 \right) \\
 &= 471814,667 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

c = 1 (untuk profil I simetris ganda)

c. Periksa Kapasitas Lentur Balok

$L_b = 200 \text{ mm}$ (dari perhitungan *preliminary design*)

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

$$= 1,76 \times 44 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2}}$$

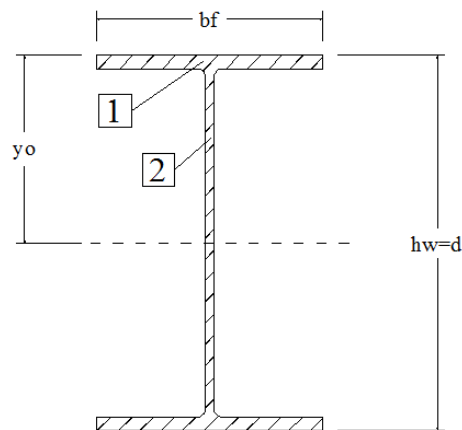
$$= 2190,334 \text{ mm}$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 6445,458 \text{ mm}$$

$L_b < L_p$; tidak ada masalah stabilitas (Plastis)

d. Periksa Kuat Lentur Balok



Gambar 5.19 Penampang Balok IWF450x200

Tabel 5.40 Titik Berat Profil IWF450x200

not.	b	h	A_x	y_x	$A_x y_x$
	mm	mm	mm ²	mm	mm ³
1	200	14	2800	218	610400
2	9	211	1899	105,5	200344,5
Total			4699		810744,5

$$y_o = \sum \frac{A_x y_x}{A_x} = \frac{810744,5 \text{ mm}^3}{4699 \text{ mm}^2} = 172,536 \text{ mm}$$

$$d = 2 y_o = 2 \times 172,536 \text{ mm} = 345,071 \text{ mm}$$

$$Z_x = d A_i = 345,071 \text{ mm} \times 4699 \text{ mm}^2 = 1621489 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x F_y$$

$$= 1621489 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-6}$$

$$= 405,372 \text{ KNm}$$

$$\text{Rasio Momen} = \frac{M_u}{\Phi M_n} = \frac{341,618 \text{ KNm}}{0,9 \times 405,372 \text{ KNm}} = 0,936 < 1 \text{ (OK)}$$

e. Periksa Terhadap Kondisi Pelelehan Geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{386 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}}$$

$$42,889 \leq 63,357 \text{ (OK)}$$

Jadi, $C_v = 1$

f. Periksa Syarat Batas Tekuk

Untuk badan tanpa pengaku transversal

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$\frac{386 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} \leq 260$$

$$42,889 \leq 260$$

Jadi, syarat terpenuhi, maka $K_v = 5$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$\frac{386 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} \leq 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 200000 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2}}$$

$$42,889 \leq 69,57 \text{ (OK)}$$

Jadi, balok mengalami tekuk plastis, sehingga $C_v = 1$

g. Hitung Kapasitas Geser

$$A_w = H \times t_w$$

$$= 450 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$$

$$= 4050 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 4050 \text{ mm}^2 \times 1 \times 10^{-3}$$

$$= 607,5 \text{ KN}$$

$$\Phi V_n = 0,9 \times 607,5 \text{ KN} = 546,75 \text{ KN}$$

h. Periksa Kuat Geser Balok

$$E_{mh} = \frac{2[1,1 R_y M_p]}{L_h}$$

$$= \frac{2[1,1 \times 1,3 \times 405,372 \text{ KN/m}]}{7,6 \text{ m}}$$

$$= 152,548 \text{ KN}$$

$$V_u = V_g + E_{mh}$$

$$= 207,432 \text{ KN} + 152,548 \text{ KN}$$

$$= 359,980 \text{ KN} < \Phi V_n = 546,75 \text{ KN (AMAN)}$$

i. Periksa Kapasitas Aksial Balok

1) Rasio Kelangsingan efektif kolom

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} < 200$$

$$= \frac{1 \times 225 \text{ mm}}{186 \text{ mm}} < 200$$

$$= 1,2097 < 200 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} < 200$$

$$= \frac{1 \times 225 \text{ mm}}{44 \text{ mm}} < 200$$

$$= 5,1136 < 200 \text{ (OK) ; merupakan sumbu lemah}$$

2) Periksa Tegangan Lentur Tekuk

$$\lambda_a = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 133,219$$

$$\frac{KL}{r} \leq \lambda_a$$

$$5,1136 \leq 133,219 \text{ (OK)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa}}{(5,1136)^2} = 75486,634 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$\frac{250 \text{ MPa}}{75486,634 \text{ MPa}} \leq 2,25$$

$$0,003 \leq 2,25$$

Maka,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \\ &= [0,658^{0,003}] \times 250 \text{ MPa} \\ &= 249,654 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi F_{cr} A_g \\ &= 0,9 \times 249,654 \text{ N/mm}^2 \times 9680 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 2174,983 \text{ KN} > P_u \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{V_u}{\Phi P_n} = \frac{360,991 \text{ KN}}{2174,983 \text{ KN}} = 0,166 < 1 \text{ (OK)}$$

j. Periksa Interaksi Aksial-Lentur

$$\text{Bila, } \frac{P_u}{\Phi P_n} \leq 0,2$$

$$0,166 \leq 0,2$$

Maka

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{2 \Phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} \right) &\leq 1,0 \\ \frac{360,991 \text{ KN}}{2 \times 2174,983 \text{ KN}} + \left(\frac{341,618 \text{ KNm}}{364,835 \text{ KNm}} \right) &\leq 1,0 \\ 1,01 &\leq 1,0 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

2. Balok IWF 500x200 (Bentang terbesar searah Y)

$$M_U^- = 586,282 \text{ KNm (COMB 5 EY)}$$

$$V_g = 353,220 \text{ KN (COMB 2)}$$

Profil IWF 500x200

Mutu Material BJ41

$$H = 500 \text{ mm}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

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

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$L_b = 10000 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,3$$

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

$$I_x = 4,78 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 2,14 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 205 \text{ mm}$$

$$r_y = 43,3 \text{ mm}$$

$$S_x = 1,91 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 2,14 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

a. Periksa kelangsingan balok

1) Sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200 \text{ mm}}{2 \times 16 \text{ mm}} = 6,25$$

$$\lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,3 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 8,49$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{hd} \text{ (Kompak)}$$

2) Badan

$$Ca = 0$$

$$h = d - (2r + 2t_f) = 500 \text{ mm} - 2(16 \text{ mm} + 20 \text{ mm}) \\ = 428 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{428 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 42,8$$

$$\lambda_{hd} = 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0,93Ca) = 2,45 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 69,29$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd} \text{ (Kompak)}$$

b. Periksa pengaruh tekuk lateral

$$\begin{aligned} r_{ts} &= \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1h_{tw}}{6b_f t_f}\right)}} \\ &= \frac{200 \text{ mm}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 500 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}}{6 \times 200 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}}\right)}} \\ &= 51,426 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_o = H - t_f = 500 - 16 = 484 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} J &= \sum \frac{1}{3} b_t^3 \\ &= 2 \left(\frac{1}{3} B_f t_f^3 \right) + \left(\frac{1}{3} h_o t_w^3 \right) \\ &= 2 \left(\frac{1}{3} \times 200 \text{ mm} \times (16 \text{ mm})^3 \right) + \left(\frac{1}{3} \times 500 \text{ mm} \times (10 \text{ mm})^3 \right) \\ &= 707466,667 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$c = 1$ (untuk profil I simetris ganda)

c. Cek kapasitas moment plastis

$$L_b = S_h = 300 \text{ mm}$$

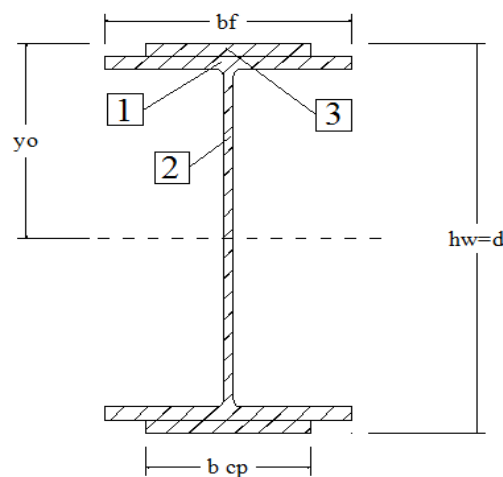
$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 1,76 \times 43,3 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} \\ &= 2155,488 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_r &= 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}} \\ &= 2155,488 \text{ mm} \end{aligned}$$

$L_b < L_p$; tidak ada masalah stabilitas (Plastis)

d. Periksa Kuat Lentur Balok

Pada balok IWF 500x200 digunakan penambahan *cover plate* setebal 16 mm dan lebar 150 mm pada kedua sisi sayap balok untuk memenuhi persyaratan $M_u \leq \Phi M_n$ seperti yang tergambar pada Gambar 5.20 berikut ini.



Gambar 5.20 Penampang Balok IWF500x200+Cover Plate 16 mm

Tabel 5.41 Titik Berat Profil IWF500x200+Cover Plate 16 mm

not.	b	h	A_x	y_x	$A_x y_x$
	mm	mm	mm ²	mm	mm ³
1	200	16	3200	242	774400
2	10	234	2340	117	273780
3	150	16	2400	258	619200
Total			7940		1667380

$$y_o = \sum \frac{A_x y_x}{A_x} = \frac{1667380 \text{ mm}^3}{7940} = 209,997 \text{ mm}$$

$$d = 2 y_o = 2 \times 209,997 \text{ mm} = 419,995 \text{ mm}$$

$$Z_x = d A_i = 419,995 \text{ mm} \times 7940 \text{ mm}^2 = 3334760 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x F_y = 3334760 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-6} = 833,69 \text{ KNm}$$

$$\text{Rasio Momen} = \frac{M_u}{\Phi M_n} = \frac{586,282 \text{ KNm}}{0,9 \times 833,69 \text{ KNm}} = 0,781 < 1 \text{ (OK)}$$

e. Periksa Terhadap Kondisi Pelelehan Geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{428 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \leq 2,24 \sqrt{\frac{200000 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2}}$$

$$42,8 \leq 63,357 \text{ (OK)}$$

Jadi, $C_v = 1$

f. Periksa Syarat Batas Tekuk

Untuk badan tanpa pengaku transversal

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$\frac{428 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \leq 260$$

$$42,8 \leq 260$$

Jadi, syarat terpenuhi, maka $K_v = 5$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$\frac{428 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \leq 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 200000 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2}}$$

$$42,8 \leq 69,57 \text{ (OK)}$$

Jadi, balok mengalami tekuk plastis, sehingga $C_v = 1$

g. Hitung Kapasitas Geser

$$A_w = H \times t_w$$

$$= 500 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$$

$$= 5000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\
 &= 0,6 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 5000 \text{ mm} \times 1 \times 10^{-3} \\
 &= 750 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi V_n = 0,9 \times 750 = 675 \text{ KN}$$

h. Periksa Kuat Geser Balok

$$\begin{aligned}
 E_{mh} &= \frac{2[1,1 R_y M_p]}{L_h} \\
 &= \frac{2[1,1 \times 1,3 \times 833,69 \text{ KN/m}]}{9,4 \text{ m}} \\
 &= 253,655 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_g + E_{mh} \\
 &= 353,220 \text{ KN} + 253,655 \text{ KN} \\
 &= 606,875 \text{ KN} < \Phi V_n = 675 \text{ KN (AMAN)}
 \end{aligned}$$

i. Periksa Kapasitas Aksial Balok

1) Rasio Kelangsingan efektif kolom

$$\begin{aligned}
 \lambda_x &= \frac{K_x L_x}{r_x} < 200 \\
 &= \frac{1 \times 2300 \text{ mm}}{205 \text{ mm}} < 200 \\
 &= 11,219 < 200 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \lambda_y &= \frac{K_y L_y}{r_y} < 200 \\
 &= \frac{1 \times 2300 \text{ mm}}{43,3 \text{ mm}} < 200 \\
 &= 53,118 < 200 \text{ (OK) ; merupakan sumbu lemah}
 \end{aligned}$$

2) Periksa Tegangan Lentur Tekuk

$$\lambda_a = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 133,219$$

$$\frac{KL}{r} \leq \lambda_a$$

$$53,118 \leq 133,219 \text{ (OK)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa}}{(53,118)^2} = 699,6 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$\frac{250 \text{ MPa}}{699,6 \text{ MPa}} \leq 2,25$$

$$0,357 \leq 2,25$$

Maka,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \\ &= [0,658^{0,357}] \times 250 \text{ MPa} \\ &= 215,27 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= \Phi F_{cr} A_g \\ &= 0,9 \times 215,27 \text{ N/mm}^2 \times 11420 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 2212,545 \text{ KN} > P_u \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{V_u}{\Phi P_n} = \frac{621,125 \text{ KN}}{2212,545 \text{ KN}} = 0,281 < 1 \text{ (OK)}$$

j. Periksa Interaksi Aksial-Lentur

$$\text{Bila, } \frac{P_u}{\Phi P_n} \leq 0,2$$

$$0,281 \leq 0,2$$

Maka

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{2 \Phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} \right) &\leq 1,0 \\ \frac{621,125 \text{ KN}}{2 \times 2212,545 \text{ KN}} + \left(\frac{586,282 \text{ KNm}}{750,321 \text{ KNm}} \right) &\leq 1,0 \\ 0,975 &\leq 1,0 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Rekapitulasi pengecekan hasil desain balok SRPMK dapat dilihat pada Tabel 5.42 dan Tabel 5.43 berikut ini.

Tabel 5.42 Rekapitulasi Cek Persyaratan Momen dan Gaya Geser Balok SRPMK

Tipe Balok	$M_u \text{ max}$	$V_u \text{ max}$	ΦM_n	ΦV_n	$M_u < \Phi M_n;$ $V_u < \Phi V_n$
	(KNm)	(KN)	(KNm)	(KN)	
IWF 500x200	586,282	606,875	750,321	675,000	AMAN
IWF 450x200	341,6181	359,980	364,835	546,750	AMAN
IWF 400x200	196,225	286,930	289,339	432,000	AMAN
IWF 350x175	125,9532	210,742	189,191	330,750	AMAN
IWF 300x150	87,0639	172,468	117,467	263,250	AMAN

Tabel 5.43 Rekapitulasi Cek Persyaratan Aksial-Lentur Balok SRPMK

Tipe Balok	L_b	P_u	ΦP_n	Aksial Lentur	Cek ≤ 1
	(mm)	(KN)	(KNm)	(KN)	
IWF 500x200	2300	621,125	2212,545	0,975	AMAN
IWF 450x200	200	360,991	2175,616	1,01	AMAN
IWF 400x200	2000	298,717	1689,357	0,766	AMAN
IWF 350x175	200	208,385	1418,721	0,739	AMAN
IWF 300x150	200	168,705	1050,490	0,820	AMAN

Menurut SNI 1729:2015, persyaratan momen dan gaya geser yang terjadi harus lebih kecil dari momen dan gaya geser yang tersedia (yaitu $M_u < \Phi M_n$ dan $V_u < \Phi V_n$). Sehingga pada penelitian ini, berdasarkan hasil rekapitulasi pada Tabel 5.41 diatas, momen dan gaya geser balok masih memenuhi persyaratan. Selain itu

pada SNI 1729:2015 dijelaskan bahwa untuk struktur portal balok-kolom harus memenuhi persyaratan aksial-lentur balok ≤ 1 , sehingga berdasarkan hasil perhitungan pada Tabel 5.42, balok masih memenuhi persyaratan interaksi aksial-lentur. Gambar secara detail struktur balok baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Lampiran 3.

5.5.2 Pengecekan Komponen Kolom SRPMK

Pada penelitian ini, kolom yang akan di cek sebagai struktur SRPMK adalah kolom eksterior dan interior yang memiliki gaya tekan terbesar. Hasil rekapitulasi gaya yang dihasilkan pada struktur kolom setelah dihitung menggunakan SAP2000 dapat dilihat pada Tabel 5.44 berikut.

Tabel 5.44 Rekapitulasi Momen dan Gaya Aksial Kolom Terbesar

Tipe Kolom	Lantai	<i>H</i>	<i>Pu max</i> (DL+LL)	<i>Mu max</i>		<i>Vg</i>
				<i>Muy</i>	<i>Mux</i>	COMB2
		(m)	(KN)	(KNm)	(KNm)	(KN)
IWF 600x300	Lantai 2	3,6	1725,991	19,923	194,4447	58,675
IWF 600x300	Lantai 2	3,6	1281,441	33,7072	231,8653	89,731
IWF 600x300	Atap	3,6	229,283	5,9248	123,5037	60,59
IWF 600x300	Atap	3,6	247,88	4,8088	157,2465	63,62

Setelah didapatkan hasil momen dan gaya aksial dari analisis komputer, maka selanjutnya dilakukan pengecekan komponen kolom eksterior dan interior yang memiliki gaya tekan terbesar. Perhitungan desain komponen kolom SRPMK berdasarkan SNI 1729:2015 dan SNI 7860:2015 adalah sebagai berikut.

1. Kolom Eksterior IWF 600x300

$$P_u = 1281,441 \text{ KN (DL + LL)}$$

$$M_{ux} \text{ arah x} = 231,865 \text{ KNm (COMB 3 EY)}$$

$$M_{uy} \text{ arah y} = 33,707 \text{ KNm (COMB 3 EY)}$$

$$V_g = 89,731 \text{ KN (COMB 2)}$$

Profil IWF 600X300

Mutu Material BJ41

$$\begin{aligned}
 H &= 588 \text{ mm} & E &= 200000 \text{ Mpa} \\
 b_f &= 300 \text{ mm} & F_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 t_w &= 12 \text{ mm} & L_h &= 3600 \text{ mm} \\
 t_f &= 20 \text{ mm} & R_y &= 1,3 \\
 r &= 28 \text{ mm} \\
 I_x &= 1,18 \times 10^9 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= 9,02 \times 10^7 \text{ mm}^4 \\
 r_x &= 248 \text{ mm} \\
 r_y &= 68,5 \text{ mm} \\
 S_x &= 4,02 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\
 S_y &= 6,01 \times 10^5 \text{ mm}^3 \\
 A_g &= 19250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

a. Periksa kelangsingan kolom

1) Sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2 \times 20 \text{ mm}} = 7,5$$

$$\lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,3 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 8,49$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})$$

2) Badan

$$P_y = A_g F_y = 19250 \text{ mm}^2 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-3} = 4812,5 \text{ KN}$$

$$Ca = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{1234,012 \text{ KN}}{0,9 \times 4812,5 \text{ KN}} = 0,285 > 0,125$$

Maka, selanjutnya dihitung batasan rasio lebar terhadap tebal pada badan kolom

$$\begin{aligned}
 h &= d - (2r + 2t_f) \\
 &= 588 \text{ mm} - 2(18 \text{ mm} + 20 \text{ mm}) \\
 &= 492 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{492 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 41$$

$$\begin{aligned}
\lambda_{hd} &= 0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,93 - Ca) \geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
&= 0,77 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} (2,93 - 0,285) \geq 1,49 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} \\
&= 57,607 \geq 42,144 \\
\lambda_w &\leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})
\end{aligned}$$

b. Periksa pengaruh tekuk lateral

$$\begin{aligned}
r_{ts} &= \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1ht_w}{6b_f t_f}\right)}} \\
&= \frac{200 \text{ mm}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 450 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}}{6 \times 200 \text{ mm} \times 14 \text{ mm}}\right)}} \\
&= 51,825 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$h_o = H - t_f = 450 \text{ mm} - 14 \text{ mm} = 436 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
J &= \sum \frac{1}{3} b_t^3 \\
&= 2 \left(\frac{1}{3} B_f t_f^3 \right) + \left(\frac{1}{3} h_o t_w^3 \right) \\
&= 2 \left(\frac{1}{3} \times 200 \text{ mm} \times (14 \text{ mm})^3 \right) + \left(\frac{1}{3} \times 436 \text{ mm} \times (10 \text{ mm})^3 \right) \\
&= 471814,667 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$c = 1$ (untuk profil I simetris ganda)

c. Periksa Kapasitas Lentur Kolom

$$\begin{aligned}
L_u = L_b &= H - d_b \\
&= 3600 \text{ mm} - 500 \text{ mm} = 3100 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
&= 1,76 \times 68,5 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}}
\end{aligned}$$

$$= 3409,952 \text{ mm}$$

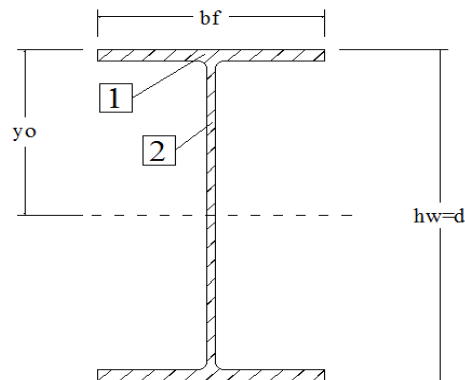
$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 6445,458 \text{ mm}$$

$L_b < L_p$; tidak ada masalah stabilitas (Plastis)

d. Periksa Kuat Lentur Kolom

1) Sumbu Kuat



Gambar 5.21 Penampang Kolom Eksterior di Sumbu Kuat

Tabel 5.45 Titik Berat Profil IWF600x300 Eksterior di Sumbu Kuat

not.	b	h	A_x	y_x	$A_x y_x$
	mm	mm	mm ²	mm	mm ³
1	300	20	6000	284	1704000
2	12	274	3288	137	450456
Total			9288		2154456

$$y_o = \sum \frac{A_x y_x}{A_x} = \frac{2154456 \text{ mm}^3}{9288 \text{ mm}^2} = 231,961 \text{ mm}$$

$$d = 2 y_o = 2 \times 231,961 \text{ mm} = 463,922 \text{ mm}$$

$$Z_x = d A_x = 463,922 \text{ mm} \times 9288 \text{ mm}^2 = 4308912 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x F_y$$

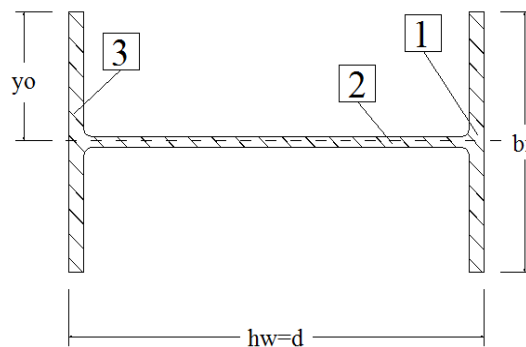
$$= 4308912 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-6}$$

$$= 1077,228 \text{ KNm}$$

$$\Phi M_{nx} = 0,9 \times 1077,228 \text{ KNm} = 969,505 \text{ KNm}$$

$$\text{Rasio Momen} = \frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} = \frac{231,865 \text{ KNm}}{969,505 \text{ KNm}} = 0,239 < 1 \text{ (OK)}$$

2) Sumbu Lemah



Gambar 5.22 Penampang Kolom Eksterior di Sumbu Lemah

Tabel 5.46 Titik Berat Profil IWF600x300 Eksterior di Sumbu Lemah

not.	h	b	A_y	y_y	$A_y y_y$
	mm	mm	mm ²	mm	mm ³
1	150	20	3000	75	225000
2	6	548	3288	3	9864
3	150	20	3000	75	225000
Total			9288		459864

$$y_o = \sum \frac{A_y y_y}{A_y} = \frac{459864 \text{ mm}^3}{9288 \text{ mm}^2} = 49,512 \text{ mm}$$

$$d = 2 y_o = 2 \times 49,512 \text{ mm} = 99,023 \text{ mm}$$

$$Z_y = d A_y = 99,023 \text{ mm} \times 9288 \text{ mm}^2 = 919728 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_y F_y$$

$$= 919728 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-6}$$

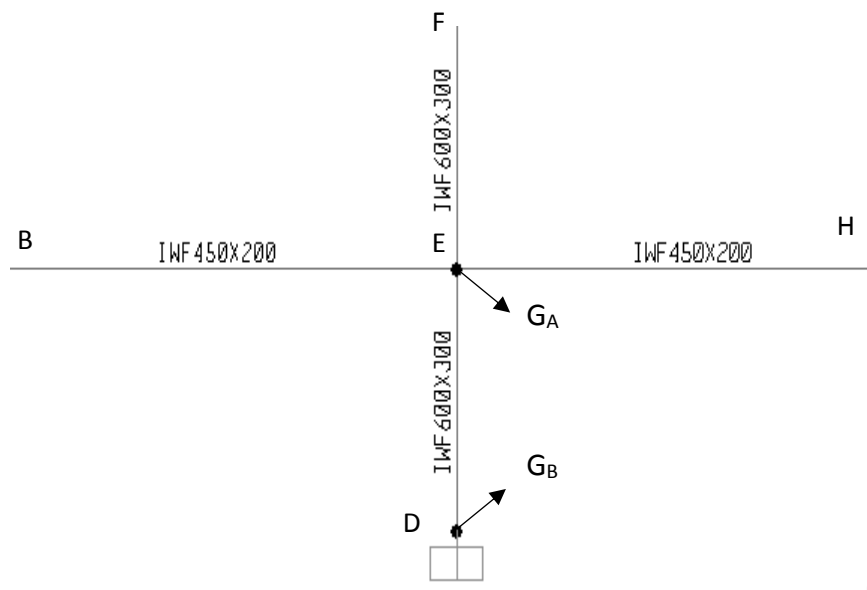
$$= 229,932 \text{ KNm}$$

$$\Phi M_{ny} = 0,9 \times 229,932 \text{ KNm} = 206,939 \text{ KNm}$$

$$\text{Rasio Momen} = \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} = \frac{33,707 \text{ KNm}}{206,939 \text{ KNm}} = 0,163 < 1 \text{ (OK)}$$

e. Periksa Kapasitas Aksial Kolom

1) Tentukan panjang efektif kolom



Gambar 5.23 Balok dan Kolom Eksterior Sumbu X Yang Ditinjau

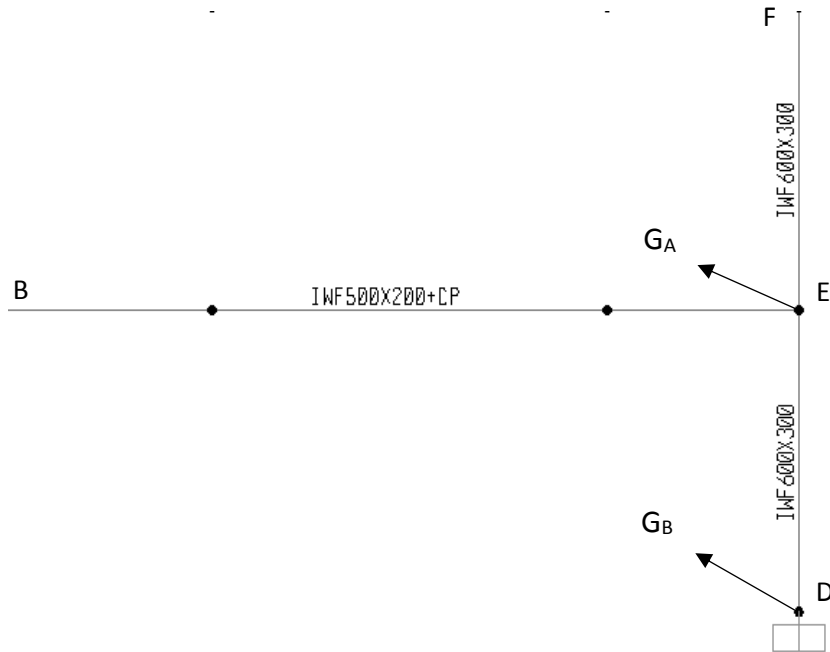
Tabel 5.47 Rasio Momen Inersia dan Tinggi Kolom Eksterior Arah X

Elemen	Profil	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$L \text{ (cm)}$	I/L
DE	COLUMN (IWF 600 X 300)	11800	360	32,778
EF	COLUMN (IWF 600 X 300)	11800	360	32,778
BE	MAIN BEAM (IWF 450 X 200)	33500	800	41,875
EH	MAIN BEAM (IWF 450 X 200)	33500	800	41,875

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_b} = \frac{(32,778 + 32,778)}{(41,875 + 41,875)} = 0,783$$

$$G_B = 1 \text{ (fix end column)}$$

$$K_x = 1,3$$



Gambar 5.24 Balok dan Kolom Eksterior Sumbu Y Yang Ditinjau

Tabel 5.48 Rasio Momen Inersia dan Tinggi Kolom Eksterior Arah Y

Elemen	Profil	I (cm ⁴)	L (cm)	I/L
DE	COLUMN (IWF 600 X 300)	11800	360	32,778
EF	COLUMN (IWF 600 X 300)	11800	360	32,778
BE	MAIN BEAM (IWF 500 X 200)+CP	77997,51	1000	77,998

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_b} = \frac{(32,778 + 32,778)}{(77,998)} = 0,841$$

$$G_B = 1 \text{ (fix end column)}$$

$$K_y = 1,3$$

2) Rasio Kelangsingan efektif kolom

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} < 200$$

$$= \frac{1,3 \times 3600 \text{ mm}}{248 \text{ mm}} < 200$$

= 18,871 < 200 (OK), kolom merupakan elemen langsing sumbu kuat

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} < 200$$

$$= \frac{1,3 \times 3600 \text{ mm}}{68,5 \text{ mm}} < 200$$

= 68,321 < 200 (OK), kolom merupakan elemen langsing sumbu lemah

3) Periksa Tegangan Lentur Tekuk

$$\lambda_a = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 133,219$$

$$\frac{KL}{r} \leq \lambda_a$$

$$68,321 \leq 133,219 \text{ (OK)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa}}{(68,321)^2} = 422,882 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$\frac{250 \text{ MPa}}{422,882 \text{ MPa}} \leq 2,25$$

$$0,591 \leq 2,25$$

Maka,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \\ &= [0,658^{0,591}] \times 250 \text{ MPa} \\ &= 195,199 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\Phi P_n = \Phi F_{cr} A_g$$

$$= 0,9 \times 195,199 \text{ N/mm}^2 \times 19250 \text{ mm}^2 \times 10^{-3}$$

$$= 3381,83 \text{ KN} > P_u \text{ (OK)}$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{1281,441 \text{ KN}}{3381,83 \text{ KN}} = 0,379 < 1 \text{ (OK)}$$

f. Periksa Interaksi Aksial-Lentur

$$\text{Bila, } \frac{P_u}{\Phi P_n} \geq 0,2$$

$$0,379 \geq 0,2$$

Maka

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{1281,441 \text{ KN}}{3381,83 \text{ KN}} + \frac{8}{9} \left(\frac{231,865 \text{ KNm}}{969,505 \text{ KNm}} + \frac{33,707 \text{ KNm}}{206,939 \text{ KNm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,736 \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

2. Kolom Interior IWF 600x300

$$P_u = 1725,99 \text{ KN (DL + LL)}$$

$$M_{ux} \text{ arah x} = 194,445 \text{ KNm (COMB 6 EY)}$$

$$M_{uy} \text{ arah y} = 19,923 \text{ KNm (COMB 6 EY)}$$

$$V_g = 58,675 \text{ KN (COMB 2)}$$

Profil IWF 600X300

Mutu Material BJ41

$$H = 588 \text{ mm}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$L_h = 3600 \text{ mm}$$

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

$$R_y = 1,3$$

$$r = 28 \text{ mm}$$

$$I_x = 1,18 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 9,02 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 248 \text{ mm}$$

$$r_y = 68,5 \text{ mm}$$

$$S_x = 4,02 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 6,01 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_g = 19250 \text{ mm}^2$$

a. Periksa kelangsingan kolom

1) Sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2 \times 20 \text{ mm}} = 7,5$$

$$\lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,3 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 8,49$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})$$

2) Badan

$$P_y = A_g F_y = 19250 \text{ mm}^2 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-3} = 4812,5 \text{ KN}$$

$$Ca = \frac{P_u}{\phi P_y} = \frac{1724,276 \text{ KN}}{0,9 \times 4812,5 \text{ KN}} = 0,398 > 0,125$$

Maka, selanjutnya dihitung batasan rasio lebar terhadap tebal pada badan kolom

$$h = d - (2r + 2tf) = 588 \text{ mm} - 2(18 \text{ mm} + 20 \text{ mm}) = 492 \text{ mm}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{tw} = \frac{492 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 41$$

$$\lambda_{hd} = 0,77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,93 - Ca) \geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 0,77 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} (2,93 - 0,398) \geq 1,49 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}}$$

$$= 55,142 \geq 42,144$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd} \quad (\text{Kompak})$$

b. Periksa Kapasitas Lentur Kolom

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

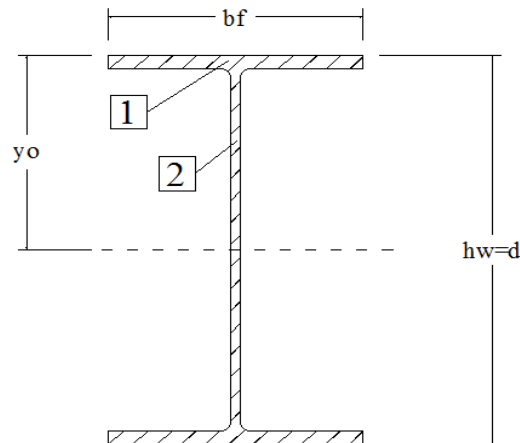
$$= 1,76 \times 68,5 \text{ mm} \sqrt{\frac{200000 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2}}$$

$$= 3409,952 \text{ mm}$$

$$L_u = H - d_b$$

$$= 3600 \text{ mm} - 500 \text{ mm} = 3100 \text{ mm} < L_p \text{ (Plastis)}$$

1) Sumbu Kuat



Gambar 5.25 Penampang Kolom Interior di Sumbu Kuat

Tabel 5.49 Titik Berat Profil IWF600x300 Interior di Sumbu Kuat

not.	b	h	A_x	y_x	$A_x y_x$
	mm	mm	mm^2	mm	mm^3
1	300	20	6000	284	1704000
2	12	274	3288	137	450456
Total			9288		2154456

$$y_o = \sum \frac{A_x y_x}{A_x} = \frac{2154456 \text{ mm}^3}{9288 \text{ mm}^2} = 231,961 \text{ mm}$$

$$d = 2 y_o = 2 \times 231,961 \text{ mm} = 463,922 \text{ mm}$$

$$Z_x = d A_x = 463,922 \text{ mm} \times 9288 \text{ mm}^2 = 4308912 \text{ mm}^3$$

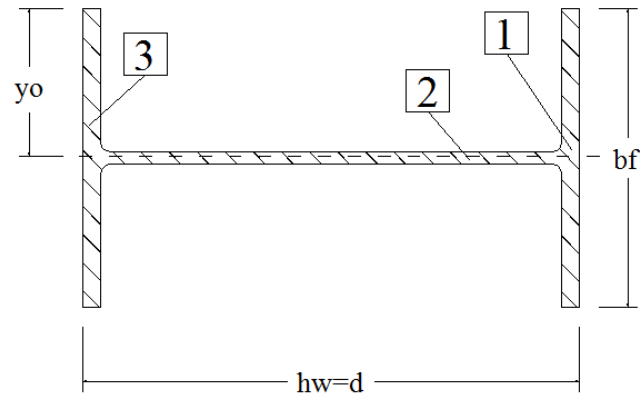
$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x F_y = 4308912 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-6} = 1077,228 \text{ KNm}$$

$$\Phi M_{nx} = 0,9 \times 1077,228 \text{ KNm} = 969,505 \text{ KNm}$$

$$\text{Rasio Momen} = \frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} = \frac{194,445 \text{ KNm}}{969,505 \text{ KNm}} = 0,200 < 1 \text{ (OK)}$$

2) Sumbu Lemah



Gambar 5.26 Penampang Kolom Interior di Sumbu Lemah

Tabel 5.50 Titik Berat Profil IWF600x300 Interior di Sumbu Lemah

not.	h mm	b mm	A_y mm ²	y_y mm	$A_y y_y$ mm ³
1	150	20	3000	75	225000
2	6	548	3288	3	9864
3	150	20	3000	75	225000
Total			9288		459864

$$y_o = \sum \frac{A_y y_y}{A_y} = \frac{459864 \text{ mm}^3}{9288 \text{ mm}^2} = 49,512 \text{ mm}$$

$$d = 2 y_o = 2 \times 49,512 \text{ mm} = 99,023 \text{ mm}$$

$$Z_y = d A_y = 99,023 \text{ mm} \times 9288 \text{ mm}^2 = 919728 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_p$$

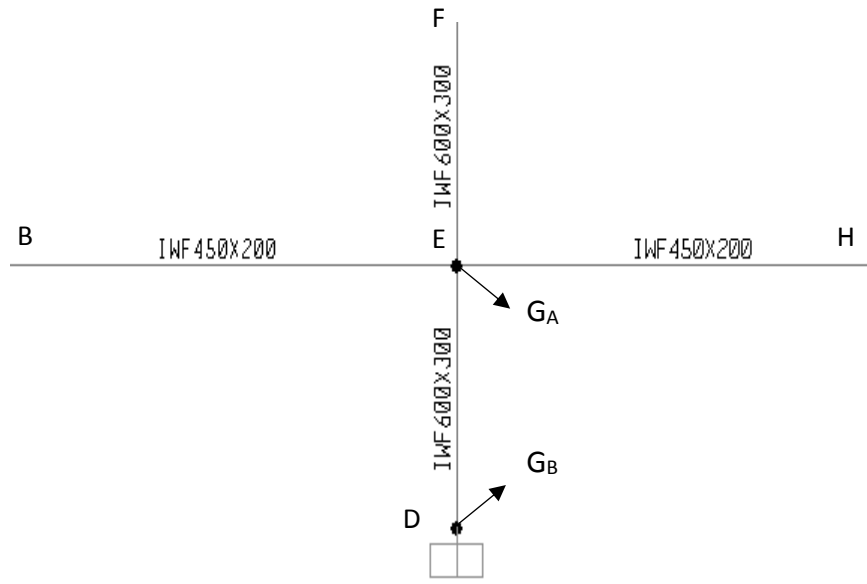
$$M_p = Z_y F_y = 919728 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-6} = 229,932 \text{ KNm}$$

$$\Phi M_{ny} = 0,9 \times 229,932 \text{ KNm} = 206,939 \text{ KNm}$$

$$\text{Rasio Momen} = \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} = \frac{19,923 \text{ KNm}}{206,939 \text{ KNm}} = 0,096 < 1 \text{ (OK)}$$

c. Periksa Kapasitas Aksial Kolom

1) Tentukan panjang efektif kolom



Gambar 5.27 Balok dan Kolom Interior Sumbu X Yang Ditinjau

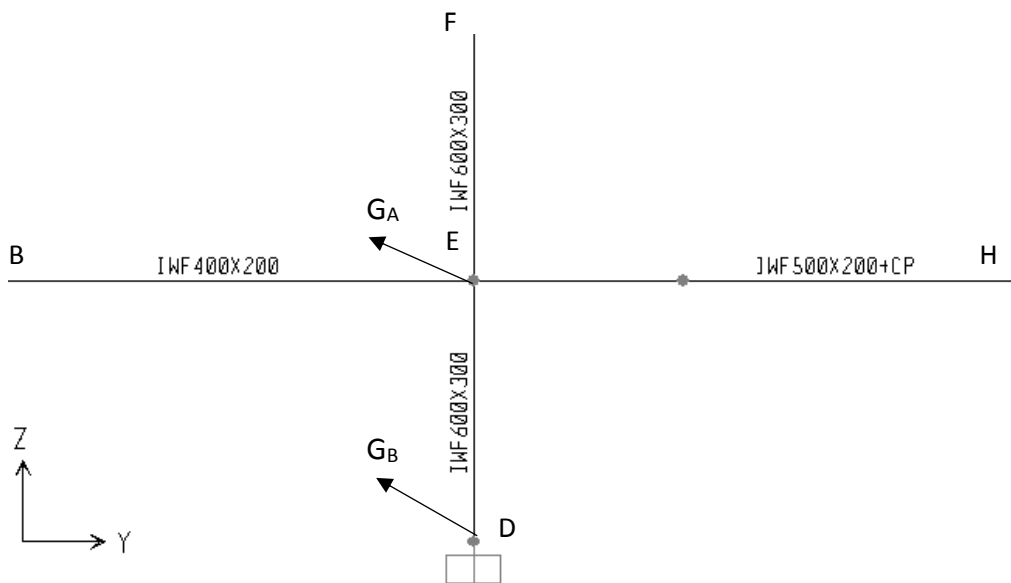
Tabel 5.51 Rasio Momen Inersia dan Tinggi Kolom Interior Arah X

Elemen	Profil	I (cm ⁴)	L (cm)	I/L
DE	COLUMN (IWF 600 X 300)	11800	360	32,778
EF	COLUMN (IWF 600 X 300)	11800	360	32,778
BE	MAIN BEAM (IWF 450 X 200)	33500	800	41,875
EH	MAIN BEAM (IWF 450 X 200)	33500	800	41,875

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_b} = \frac{(32,778 + 32,778)}{(41,875 + 41,875)} = 0,783$$

$$G_B = 1 \text{ (fix end column)}$$

$$K_x = 1,3$$



Gambar 5.28 Balok dan Kolom Eksterior Sumbu Y Yang Ditinjau

Tabel 5.52 Rasio Momen Inersia dan Tinggi Kolom Interior Arah Y

Elemen	Profil	I (cm ⁴)	L (cm)	I/L
DE	COLUMN (IWF 600 X 300)	11800	360	32,778
EF	COLUMN (IWF 600 X 300)	11800	360	32,778
BE	MAIN BEAM (IWF 400 X 200)	23700	700	33,857
EH	MAIN BEAM (IWF 500 X 200)+CP	77997,51	1000	77,998

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_b} = \frac{(32,778 + 32,778)}{(77,998 + 33,857)} = 0,586$$

$$G_B = 1 \text{ (fix end column)}$$

$$K_y = 1,25$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} < 200$$

$$= \frac{1,3 \times 3600 \text{ mm}}{248 \text{ mm}} < 200$$

$$= 18,871 < 200 \text{ (OK), kolom merupakan elemen langsing sumbu kuat.}$$

$$\begin{aligned}\lambda_y &= \frac{K_y L_y}{r_y} < 200 \\ &= \frac{1,25 \times 3600 \text{ mm}}{68,5 \text{ mm}} < 200 \\ &= 68,693 < 200 \text{ (OK), kolom merupakan elemen langsing sumbu lemah.}\end{aligned}$$

2) Periksa Tegangan Lentur Tekuk

$$\lambda_a = 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 133,219$$

$$\frac{KL}{r} \leq \lambda_a$$

$$68,693 \leq 133,219 \text{ (OK)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa}}{(68,693)^2} = 457,389 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$\frac{250 \text{ MPa}}{457,389 \text{ MPa}} \leq 2,25$$

$$0,547 \leq 2,25$$

Maka,

$$\begin{aligned}F_{cr} &= \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \\ &= [0,658^{0,547}] \times 250 \text{ MPa} \\ &= 198,878 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi P_n &= \Phi F_{cr} A_g \\ &= 0,9 \times 198,878 \text{ N/mm}^2 \times 19250 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 3445,554 \text{ KN} > P_u \text{ (OK)}\end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} = \frac{1725,99 \text{ KN}}{3445,554 \text{ KN}} = 0,500 < 1 \text{ (OK)}$$

d. Periksa Interaksi Aksial-Lentur

$$\text{Bila, } \frac{P_u}{\Phi P_n} \geq 0,2$$

$$0,368 \geq 0,2$$

Maka

$$\frac{P_u}{\Phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\Phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\Phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{1725,99 \text{ KN}}{3445,554 \text{ KN}} + \frac{8}{9} \left(\frac{194,445 \text{ KNm}}{969,505 \text{ KNm}} + \frac{19,923 \text{ KNm}}{206,939 \text{ KNm}} \right) \leq 1,0$$

$$0,765 \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

Menurut SNI 1729:2015, bahwa untuk struktur portal balok-kolom harus memenuhi persyaratan aksial-lentur kolom. Dari perhitungan interaksi aksial-lentur pada kolom dengan gaya tekan terbesar masih memenuhi persyaratan *Strong Column Weak Beam* (SCWB) yaitu ≤ 1 , sehingga profil kolom aman dan tidak perlu diperbesar. Gambar secara detail struktur kolom baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Lampiran 3.

5.6 Perencanaan Sambungan

Sambungan yang ditinjau pada penelitian ini adalah sambungan antara kolom-kolom, balok-kolom (*end plate*), balok induk-balok anak (*simple beam*) dan *base plate*-kolom pedestal, akan tetapi perencanaan kolom pedestal tidak ditinjau karena batasan masalah pada penelitian ini. Perencanaan sambungan pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta adalah sebagai berikut.

5.6.1 Sambungan Kolom-Kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Contoh perhitungan sambungan kolom yang digunakan adalah pada kolom dengan profil IWF600X300. Perencanaan

sambungan kolom-kolom pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan yogyakarta adalah sebagai berikut.

$$M_U^- = 222,264 \text{ KNm (COMB 6 EY)}$$

$$V_u = 78,168 \text{ KN (COMB 2)}$$

Profil IWF 600x300

Mutu Material BJ41

$$H = 588 \text{ mm}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$L_b = 3600 \text{ mm}$$

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

$$R_y = 1,3$$

$$r = 28 \text{ mm}$$

$$I_x = 11,8 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 9,02 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 248 \text{ mm}$$

$$r_y = 68,5 \text{ mm}$$

$$S_x = 4,02 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 6,01 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_g = 19250 \text{ mm}^2$$

Baut ASTM A325

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$$

1. Sambungan pada pelat badan terhadap gaya geser

a. Hitung jarak minimum spasi antar baut (S)

Dicoba dengan menggunakan diameter baut ($d_b = 15,875 \text{ mm}$)

$$A_b = \frac{1}{4}\pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times (15,875 \text{ mm})^2 = 197,933 \text{ mm}^2$$

$$S = 3d_b = 3 \times 15,875 \text{ mm} = 47,625 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 60 \text{ mm}$$

b. Hitung jarak spasi antara baut ke tepi (L_e)

$$L_e = 1,5d_b = 1,5 \times 15,875 \text{ mm} = 23,813 \text{ mm}$$

$$L_{e \text{ pakai}} = 30 \text{ mm}$$

- c. Menentukan diameter lubang (h)

Diameter lubang pada baut dengan diameter 15,875 mm adalah 17,875 mm

- d. Hitung kekuatan nominal geser satu baut

$$\Phi = 0,75$$

$$\begin{aligned}\Phi R_{n1b} &= \Phi F_{nv} A_b \\ &= 0,75 \times 372 \text{ N/mm}^2 \times 197,933 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 55,223 \text{ KN}\end{aligned}$$

- e. Hitung kebutuhan baut pada badan (n)

$$\begin{aligned}n &= \frac{V_u}{\Phi R_{n1b}} \\ &= \frac{78,168 \text{ KN}}{55,223 \text{ KN}} \\ &= 1,415 \text{ bh}\end{aligned}$$

Diambil kebutuhan baut pada badan (n) = 3 bh

- f. Menentukan kekuatan baut tepi (tumpuan)

- 1) Jarak spasi netto pada baut ke tepi (L_c)

$$\begin{aligned}L_c &= L_e - \frac{h}{2} \\ &= 30 \text{ mm} - \frac{15,875 \text{ mm}}{2} \\ &= 21,063 \text{ mm}\end{aligned}$$

- 2) Kekuatan nominal sambungan baut tepi

$$\begin{aligned}\Phi R_{n \text{ tepi}} &= \Phi (1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 21,063 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2) \\ &= 7772,063t \text{ N/mm}\end{aligned}$$

- 3) Kekuatan nominal sambungan baut maks

$$\begin{aligned}\Phi R_{n \text{ maks}} &= \Phi (2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2) \\ &= 11715,75t \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal diatas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 7772,063t N/mm.

g. Menentukan kekuatan baut tengah

1) Jarak spasi netto antar baut (L_c)

$$\begin{aligned} L_c &= S - h \\ &= 60 \text{ mm} - 17,875 \text{ mm} \\ &= 42,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ tengah}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 42,125 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2) \\ &= 15544,125t \text{ N/mm} \end{aligned}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maks

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2) \\ &= 11715,75t \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal diatas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 11715,75t N/mm.

h. Menentukan ketebalan pelat

Ketebalan pelat yang akan digunakan ditentukan berdasarkan atas kapasitas kekuatan tahanan terhadap gaya geser yang terjadi.

kuat nominal tumpuan + kuat nominal tengah = V_u

$$(7772,06t \text{ N/mm} \times 2\text{baut}) + (11715,75t \text{ N/mm} \times 2\text{baut}) = 78168 \text{ N}$$

$$38975,625t \text{ N/mm} = 78168 \text{ N}$$

$$t = 2,006 \text{ mm}$$

$$t_{pakai} = 10 \text{ mm} \leq t_w = 12 \text{ mm (OK)}$$

i. Luas yang dipakai (A_g)

$$\text{Lebar pelat } (L_p) = n_{sisi} \times \left(S \times \left(\frac{n}{n_{sisi}} - 1 \right) + L_e \right)$$

$$= 1 \times \left(60 \text{ mm} \times \left(\frac{4}{1} - 1 \right) + 30 \text{ mm} \right)$$

$$= 210 \text{ mm}$$

$$A_g = L_p \times t_p$$

$$= 210 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$$

$$= 2100 \text{ mm}^2$$

j. Cek kekuatan nominal geser yang terjadi

1) Kekuatan nominal satu baut yang terjadi

$$\begin{aligned}\Phi R_{n1bterjadi} &= \frac{V_u}{n} \\ &= \frac{78,168 \text{ KN}}{4 \text{ baut}} \\ &= 19,542 \text{ KN} \leq \Phi R_{n1b} = 55,223 \text{ KN (OK)}\end{aligned}$$

2) Kekuatan nominal sambungan baut tumpuan yang terjadi

$$\begin{aligned}\Phi R_{n \text{ tepi}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 21,06 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2) \times 10^{-3} \\ &= 77,721 \text{ KN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 19,542 \text{ KN (OK)}\end{aligned}$$

4) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\begin{aligned}\Phi R_{n \text{ tengah}} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 42 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2) \times 10^{-3} \\ &= 155,441 \text{ KN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 19,542 \text{ KN (OK)}\end{aligned}$$

5) Kekuatan nominal sambungan baut maks

$$\begin{aligned}\Phi R_{n \text{ maks}} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,9 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2) \times 10^{-3} \\ &= 117,158 \text{ KN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 19,542 \text{ KN (OK)}\end{aligned}$$

2. Cek pelat terhadap sambungan sayap (akibat momen)

a. Hitung jarak minimum spasi antar baut (S)

Dicoba dengan menggunakan diameter baut ($d_b = 15,875 \text{ mm}$)

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times (15,875 \text{ mm})^2 = 197,933 \text{ mm}^2$$

$$S = 3d_b = 3 \times 15,875 \text{ mm} = 47,625 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 60 \text{ mm}$$

k. Hitung jarak spasi antara baut ke tepi (L_e)

$$L_e = 1,5d_b = 1,5 \times 15,875 \text{ mm} = 23,813 \text{ mm}$$

$$L_{e \text{ pakai}} = 30 \text{ mm}$$

- b. Gaya geser yang terjadi antara sayap balok dan pelat (H)

$$\begin{aligned} H &= \frac{M_u}{d} \\ &= \frac{222,264 \text{ KNm} \times 10^{-6}}{588 \text{ mm}} \\ &= 378000,34 \text{ N} \end{aligned}$$

- c. Menentukan diameter lubang (h)

Diameter lubang pada baut dengan diameter 15,875 mm adalah 17,875 mm

- d. Hitung kekuatan nominal geser satu baut

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,75 \\ \Phi R_{n1b} &= \Phi F_{nv} A_b \\ &= 0,75 \times 372 \text{ N/mm}^2 \times 197,933 \text{ mm}^2 \\ &= 55223,198 \text{ N} \end{aligned}$$

- e. Hitung kebutuhan baut pada badan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{H}{\Phi R_{n1b}} \\ &= \frac{378000,34 \text{ N}}{55223,198 \text{ N}} \\ &= 6,845 \text{ bh} \end{aligned}$$

Diambil kebutuhan baut pada sayp (n) = 8 bh

- f. Menentukan kekuatan baut tepi (tumpuan)

- 1) Jarak spasi netto pada baut ke tepi (L_c)

$$\begin{aligned} L_c &= L_e - \frac{h}{2} \\ &= 30 \text{ mm} - \frac{17,875 \text{ mm}}{2} \\ &= 21,063 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 2) Kekuatan nominal sambungan baut tepi

$$\begin{aligned} \Phi R_{n \text{ tepi}} &= \Phi (1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 21,063 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2) \\ &= 7772,063t \text{ N/mm} \end{aligned}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maks

$$\begin{aligned}\Phi R_{n maks} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2) \\ &= 11715,75t \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal diatas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 7772,063t N/mm.

g. Menentukan kekuatan baut tengah

1) Jarak spasi netto antar baut (L_c)

$$\begin{aligned}L_c &= S - h \\ &= 60 \text{ mm} - 17,875 \text{ mm} \\ &= 42,125 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\begin{aligned}\Phi R_{n tengah} &= \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 42,125 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2) \\ &= 15544,125t \text{ N/mm}\end{aligned}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maks

$$\begin{aligned}\Phi R_{n maks} &= \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2) \\ &= 11715,75t \text{ N/mm}\end{aligned}$$

Dari kekuatan nominal diatas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 11715,75t N/mm.

h. Menentukan ketebalan pelat

Ketebalan pelat yang akan digunakan ditentukan berdasarkan atas kapasitas kekuatan tahanan terhadap gaya geser yang terjadi.

kuat nominal tumpuan + kuat nominal tengah = H

$$(7772,1t \text{ N/mm} \times 2\text{baut}) + (11715,8t \text{ N/mm} \times 2\text{baut}) = 378000,3 \text{ N}$$

$$85838,625t \text{ N/mm} = 378000,3 \text{ N}$$

$$t = 4,404 \text{ mm} \quad t_{pakai} = 10 \text{ mm} \leq t_w = 12 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

i. Luas pelat yang dipakai (A_g)

$$\text{Lebar pelat } (W_g) = 250 \text{ mm} \leq b_f$$

$$\begin{aligned}
 A_g &= W_g \times t_p \\
 &= 250 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \\
 &= 2500 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

j. Cek kekuatan nominal pelat

$$\Phi = 0,9$$

$$\Phi P_n = \Phi F_y A_g$$

$$= 0,9 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 2500 \text{ mm}^2$$

$$= 562500 \text{ N} > H = 378000,34 \text{ N (OK)}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 bahwa kekuatan nominal sambungan yang terjadi tidak boleh melebihi dari kekuatan nominal yang tersedia ($R_u < \Phi R_n$). Berdasarkan perhitungan cek kekuatan nominal pada sambungan baut dan pelat, bahwa dengan menggunakan baut 5/8 in dan tebal pelat 10 mm masih memenuhi persyaratan. Setelah dilakukan perhitungan sambungan kolom-kolom, maka hasil rekapitulasi sambungan kolom-kolom untuk kolom eksterior dan interior dapat dilihat pada Tabel 5.53 berikut ini.

Tabel 5.53 Rekapitulasi Sambungan pada Badan dan Sayap Kolom

Profil	IWF 600x300	
	SAMBUNGAN PADA BADAN KOLOM	SAMBUNGAN PADA SAYAP KOLOM
n (jumlah baut) pada badan/sayap	4	8
Diameter baut (d_b) pada badan/sayap kolom (mm)	15,875	15,875
Jarak antar baut (S) (mm)	60	60
Jarak tepi baut (L_c) (mm)	30	30
t pelat (mm)	10	10
Dimensi pelat (mm)	240X120	250X480

Peletakan sambungan, dimensi, kebutuhan baut dan pelat pada sambungan kolom-kolom dapat dilihat pada detail gambar sambungan yang terdapat pada Lampiran 3.

5.6.2 Sambungan Balok-Balok

Sambungan balok dengan balok direncanakan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Contoh perhitungan sambungan balok yang digunakan adalah pada balok dengan profil IWF350x175. Perencanaan sambungan balok-balok pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta adalah sebagai berikut.

$$M_U^- = 125,953 \text{ KNm (COMB 3 EX)}$$

$$V_u = 90,5 \text{ KN (COMB 2)}$$

Profil IWF 350x175

Mutu Material BJ41

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

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$b_f = 175 \text{ mm}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$L_b = 3600 \text{ mm}$$

$$t_f = 11 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,3$$

$$r = 14 \text{ mm}$$

$$I_x = 2,37 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 1,74 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 168 \text{ mm}$$

$$r_y = 45,4 \text{ mm}$$

$$S_x = 1,19 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 1,74 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_g = 6314 \text{ mm}^2$$

Baut ASTM A325

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$$

1. Sambungan pada pelat badan terhadap gaya geser
 - a. Hitung jarak minimum spasi antar baut (S)

Dicoba dengan menggunakan diameter baut ($d_b = 15,875$ mm)

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times (15,875 \text{ mm})^2 = 197,933 \text{ mm}^2$$

$$S = 3d_b = 3 \times 15,875 \text{ mm} = 47,625 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} = 50 \text{ mm}$$

- b. Hitung jarak spasi antara baut ke tepi (L_e)

$$L_e = 1,5d_b = 1,5 \times 15,875 \text{ mm} = 23,813 \text{ mm}$$

$$L_{e \text{ pakai}} = 30 \text{ mm}$$

- c. Menentukan diameter lubang (h)

Diameter lubang pada baut dengan diameter 15,875 mm adalah 17,875 mm.

- d. Hitung kekuatan nominal geser satu baut

$$\Phi = 0,75$$

$$\Phi R_{n1b} = \Phi F_{nv} A_b$$

$$= 0,75 \times 372 \text{ N/mm}^2 \times 197,933 \text{ mm}^2 \times 10^{-3}$$

$$= 55,223 \text{ KN}$$

- e. Hitung kebutuhan baut pada badan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_u}{\Phi R_{n1b}} \\ &= \frac{90,5 \text{ KN}}{55,223 \text{ KN}} \\ &= 1,639 \text{ bh} \end{aligned}$$

Diambil kebutuhan baut pada badan (n) = 3 bh

- f. Menentukan kekuatan baut tepi (tumpuan)

- 1) Jarak spasi netto pada baut ke tepi (L_c)

$$\begin{aligned} L_c &= L_e - \frac{h}{2} \\ &= 30 \text{ mm} - \frac{15,875 \text{ mm}}{2} \\ &= 21,063 \text{ mm} \end{aligned}$$

- 2) Kekuatan nominal sambungan baut tepi

$$\Phi R_{n \text{ tepi}} = \Phi (1,2 \times L_c \times t \times F_u)$$

$$= 0,75 \times (1,2 \times 21,063 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2)$$

$$= 7772,063t \text{ N/mm}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maks

$$\Phi R_{n \text{ maks}} = \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u)$$

$$= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2)$$

$$= 11715,75t \text{ N/mm}$$

Dari kekuatan nominal diatas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 7772,063t N/mm.

g. Menentukan kekuatan baut tengah

1) Jarak spasi netto antar baut (L_c)

$$L_c = S - h$$

$$= 50 \text{ mm} - 17,875 \text{ mm}$$

$$= 32,125 \text{ mm}$$

2) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\Phi R_{n \text{ tengah}} = \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u)$$

$$= 0,75 \times (1,2 \times 32,125 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2)$$

$$= 11854,125t \text{ N/mm}$$

3) Kekuatan nominal sambungan baut maks

$$\Phi R_{n \text{ maks}} = \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u)$$

$$= 0,75 \times (2,4 \times 15,875 \text{ mm} \times t \times 410 \text{ N/mm}^2)$$

$$= 11715,75t \text{ N/mm}$$

Dari kekuatan nominal diatas selanjutnya diambil nilai terkecil yaitu 11715,75t N/mm.

h. Menentukan ketebalan pelat

Ketebalan pelat yang akan digunakan ditentukan berdasarkan atas kapasitas kekuatan tahanan terhadap gaya geser yang terjadi.

kuat nominal tumpuan + kuat nominal tengah = V_u

$$(7772,06t \text{ N/mm} \times 2\text{baut}) + (11715,75t \text{ N/mm} \times 1\text{baut}) = 90500 \text{ N}$$

$$27259,875t \text{ N/mm} = 90500 \text{ N}$$

$$t = 3,32 \text{ mm}$$

$$t_{pakai} = 10 \text{ mm} \leq t_w = 12 \text{ mm (OK)}$$

i. Luas yang dipakai (A_g)

$$\begin{aligned} \text{Lebar pelat } (L_p) &= n_{sisi} \times \left(S \times \left(\frac{n}{n_{sisi}} - 1 \right) + L_e \right) \\ &= 1 \times \left(50 \text{ mm} \times \left(\frac{3}{1} - 1 \right) + 30 \text{ mm} \right) \end{aligned}$$

$$= 130 \text{ mm}$$

$$A_g = L_p \times t_p$$

$$= 130 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$$

$$= 1300 \text{ mm}^2$$

j. Cek kekuatan nominal geser yang terjadi

4) Kekuatan nominal satu baut yang terjadi

$$\Phi R_{n1bterjadi} = \frac{V_u}{n}$$

$$= \frac{90,5 \text{ KN}}{3 \text{ baut}}$$

$$= 19,542 \text{ KN} \leq \Phi R_{n1b} = 30,167 \text{ KN (OK)}$$

5) Kekuatan nominal sambungan baut tumpuan yang terjadi

$$\Phi R_{n \text{ tepi}} = \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u)$$

$$= 0,75 \times (1,2 \times 21,06 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2) \times 10^{-3}$$

$$= 54,404 \text{ KN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 30,167 \text{ KN (OK)}$$

4) Kekuatan nominal sambungan antar baut

$$\Phi R_{n \text{ tengah}} = \Phi(1,2 \times L_c \times t \times F_u)$$

$$= 0,75 \times (1,2 \times 32 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2) \times 10^{-3}$$

$$= 82,979 \text{ KN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 30,167 \text{ KN (OK)}$$

5) Kekuatan nominal sambungan baut maks

$$\Phi R_{n \text{ maks}} = \Phi(2,4 \times d_b \times t \times F_u)$$

$$= 0,75 \times (2,4 \times 15,9 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2) \times 10^{-3}$$

$$= 82,010 \text{ KN} \geq \Phi R_{n1bterjadi} = 30,167 \text{ KN (OK)}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 bahwa kekuatan nominal sambungan yang terjadi tidak boleh melebihi dari kekuatan nominal yang tersedia ($R_u < \Phi R_n$).

Berdasarkan perhitungan cek kekuatan nominal pada sambungan baut dan pelat, bahwa dengan menggunakan baut 5/8 in dan tebal pelat 7 mm masih memenuhi persyaratan. Setelah dilakukan perhitungan sambungan balok-balok, maka hasil rekapitulasi sambungan balok-balok dapat dilihat pada Tabel 5.54 berikut ini.

Tabel 5.54 Rekapitulasi Sambungan pada Badan Balok

Profil	IWF 350x125
	SAMBUNGAN PADA BADAN BALOK
n (jumlah baut) pada badan/sayap	3
Diameter baut (d_b) pada badan/sayap kolom (mm)	15,875
Jarak antar baut (S) (mm)	50
Jarak tepi baut (L_c) (mm)	30
t pelat (mm)	7
Dimensi pelat (mm)	160x110

Peletakan sambungan, dimensi, kebutuhan baut dan pelat pada sambungan balok-balok dapat dilihat pada detail gambar sambungan yang terdapat pada Lampiran 3.

5.6.3 Sambungan Balok-Kolom (*End Plate*)

Sambungan balok-kolom yang ditinjau adalah pada salah satu kolom eksterior dan interior yang berada di lantai dan atap. Sambungan ini akan dirancang dengan sambungan baut dengan pelat ujung mengikuti prosedur yang tercantum pada SNI 7972:2013 Sambungan terpraktualifikasi untuk rangka momen khusus dan menengah baja pada aplikasi seismik. Perhitungan sambungan balok- pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan yogyakarta adalah sebagai berikut.

1. Sambungan Balok-Kolom Eksterior pada Lantai

Berikut dijelaskan langkah-langkah perhitungan sambungan balok-kolom eksterior pada lantai

a. Perencanaan Pelat-Ujung dan baut

1) Hitung momen pada muka kolom (M_f).

Langkah awal perhitungan sambungan balok-kolom adalah menentukan ukuran-ukuran komponen struktur yang disambung pada balok-kolom kemudian hitung momen pada muka kolom (M_f). Dimensi balok dan kolom pada bagian sambungan yang direncanakan dapat dilihat pada Tabel 5.55 berikut ini.

Tabel 5.55 Dimensi Balok dan Kolom

Balok			Kolom		
Profil	IWF 450X200	Satuan	Profil	IWF 588X300	Satuan
d_b	450	mm	d_c	588	mm
b_{bf}	200	mm	b_{cf}	300	mm
t_{bf}	14	mm	t_{cf}	20	mm
t_w	9	mm	t_w	12	mm
Z_x	1621489	mm ³	Z_x	4308912	mm ³

Mutu Material BJ41

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

Jarak dari muka kolom ke sendi plastis

$$S_{h \text{ pakai}} = 250 \text{ mm} \sim 0,25 \text{ m}$$

Jarak antara dua sendi plastis

$$\begin{aligned} L_h &= L - d_c - 2S_h \\ &= 8000 \text{ mm} - 588 \text{ mm} - 2 \times 250 \text{ mm} \\ &= 6912 \text{ mm} \sim 6,912 \text{ m} \end{aligned}$$

Menentukan faktor untuk memperkirakan puncak kekuatan sambungan

$$C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2F_y} \leq 1,2$$

$$= \frac{(250 \text{ MPa} + 410 \text{ MPa})}{2 \times 250 \text{ MPa}} \leq 1,2$$

$$= 1,32 \leq 1,2$$

Maka digunakan $C_{pr} = 1,2$

Momen maksimum yang mungkin terjadi pada sendi plastis

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y$$

$$= 1,2 \times 1,3 \times 1621489 \text{ N/mm}^2 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 10^6$$

$$= 632,381 \text{ KNm}$$

Pada jarak S_h dari muka kolom diperhitungkan gaya geser sebagai berikut.

$$V_{gr} = 206,681 \text{ KN (Gaya geser gravity dari analisis struktur)}$$

$$V_u = 2 \frac{M_{pr}}{L_h} + V_{gr}$$

$$= 2 \frac{632,381 \text{ KNm}}{6,912 \text{ m}} + 206,681 \text{ KN}$$

$$= 389,662 \text{ KN}$$

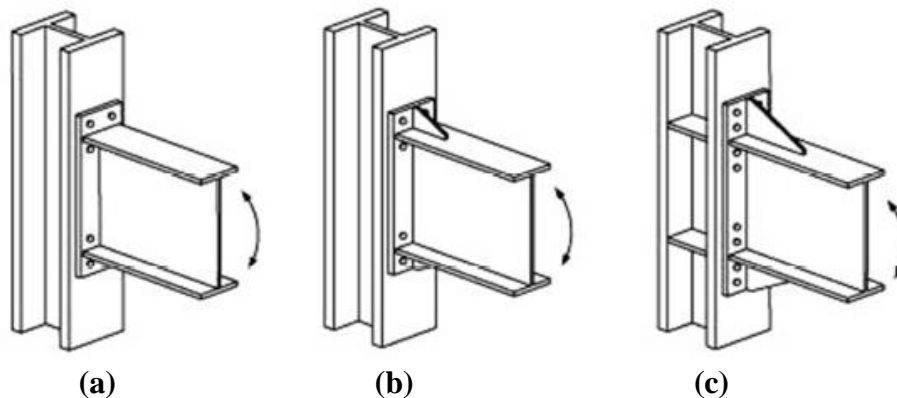
Pada muka kolom nilai M_f dapat dihitung sebagai berikut.

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h$$

$$= 632,381 \text{ KNm} + 389,662 \text{ KN} \times 0,25 \text{ m}$$

$$= 729,796 \text{ KNm}$$

- 2) Pilih satu dari tiga konfigurasi sambungan pelat-ujung dan menetapkan nilai-nilai untuk geometri sambungan berdasarkan pada Gambar 5.29 dan Tabel 5.56 berikut ini.



Gambar 5.29 Sambungan Pelat Ujung Diperpanjang: (a) 4 baut tanpa pengaku, 4E; (b) 4 baut dengan pengaku, 4ES; (c) 8 baut dengan pengaku, 8ES

(Sumber: SNI 7972:2013)

Tabel 5.56 Pembatasan Parametrik pada Prakuifikasi

Parameter	4 baut Tanpa pengaku (4E)		4 baut dengan pengaku (4ES)		8 baut dengan pengaku (4ES)	
	Maks (mm)	Min (mm)	Maks (mm)	Min (mm)	Maks (mm)	Min (mm)
t_{bf}	19	10	19	10	25	14
b_{bf}	235	152	229	152	311	190
d	400	349	610	349	914	457
t_p	57	13	38	13	64	19
b_p	273	178	273	178	381	229
g	152	102	152	83	152	127
P_{fi}, P_{fo}	114	38	140	44	51	41
P_b					95	89

(Sumber: SNI 7972:2013)

Keterangan:

t_{bf} = ketebalan sayap balok (mm)

b_{bf} = lebar sayap balok (mm)

d = tinggi penampang balok penyambung (mm)

t_p = ketebalan pelat ujung (mm)

b_p = lebar pelat ujung (mm)

g = jarak horizontal antar baut (mm)

P_{fi} = jarak vertikal dari bagian dalam dari satu sayap tarik balok ke baris baut bagian dalam terdekat (mm)

P_{fo} = jarak vertikal dari bagian luar dari satu sayap tarik balok ke baris baut bagian luar terdekat (mm)

P_b = jarak vertikal antara baris baut sebelah dalam dan sebelah luar dalam sambungan 8ES

Berdasarkan Tabel sambungan yang dipakai adalah sambungan momen dengan pelat ujung 4E, 4ES dan 8ES, akan tetapi sebagai batasan dalam penelitian ini akan digunakan pelat ujung 4E dan 4ES karena tinggi balok balok yang masih memenuhi yaitu sebesar 450 mm. Berikut adalah gambar geometri pelat ujung yang diperpanjang tanpa diperkaku dengan empat baut (4E) dan pelat ujung yang diperpanjang yang diperkaku dengan empat baut (4ES).

$$d_b = 450 \text{ mm}$$

$$P_{fi} = 70 \text{ mm}$$

$$P_{fo} = 70 \text{ mm}$$

$$t_{bf} = 14 \text{ mm}$$

$$t_{bw} = 9 \text{ mm}$$

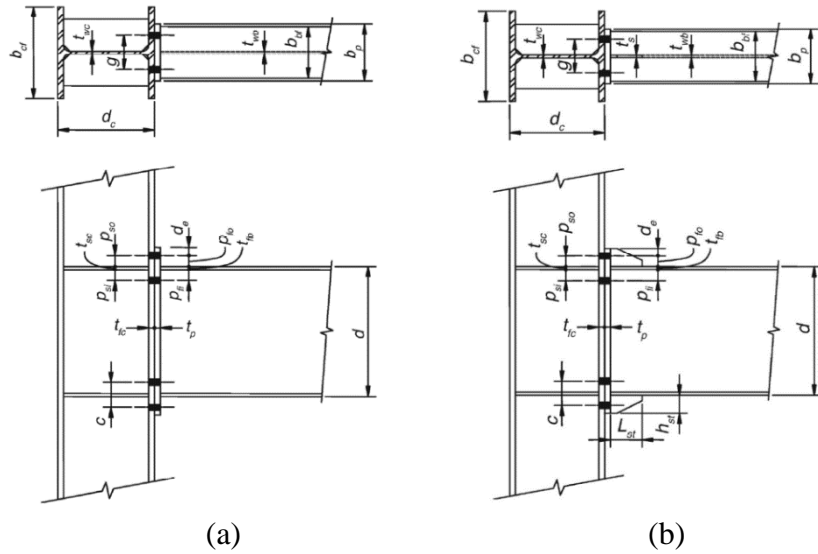
$$d_e = 50 \text{ mm}$$

$$g = 100 \text{ mm}$$

$$b_p = b_{fb} + 25 \text{ mm} = 200 \text{ mm} + 25 \text{ mm} = 225 \text{ mm}$$

$$h_0 = d_b + P_{fo} - \frac{t_{bf}}{2} = 450 \text{ mm} + 70 \text{ mm} - \frac{14 \text{ mm}}{2} = 513 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} h_1 &= d_b - P_{fi} - t_{bf} - \frac{t_{bf}}{2} \\ &= 450 \text{ mm} + 70 \text{ mm} - 14 \text{ mm} + \frac{14 \text{ mm}}{2} \\ &= 373 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 5.30 Geometri Pelat Ujung Diperpanjang: (a) 4 baut tanpa pengaku, 4E; (b) 4 baut dengan pengakuc 4ES

(Sumber: SNI 7972:2013)

3) Hitung diameter baut yang dibutuhkan

Baut ASTM A325

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$$

$$\phi_n = 0,75$$

$$d_{b,req'd} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}}$$

$$= \sqrt{\frac{2 \times 729,796 \text{ KNm} \times 10^6}{\pi \times 0,75 \times 620 \text{ N/mm}^2 \times (513 \text{ mm} + 373 \text{ mm})}}$$

$$= 33,6 \text{ mm}$$

4) Pilih sebuah diameter baut coba (d_b)

Dicoba baut dengan diameter 34,925 mm dengan syarat sebagai berikut.

$$d_b = 34,925 \text{ mm} \geq d_{b,req'd} \text{ (OK)}$$

$$d_{hole} = \begin{cases} (d_b + 2 \text{ mm}) & \text{jika } d_b \leq 22 \text{ mm} \\ (d_b + 3 \text{ mm}) & \text{jika } d_b > 22 \text{ mm} \end{cases}, \text{ maka } d_{hole} = 37,925 \text{ mm}$$

a) Syarat jarak as ke as antar baut dalam arah manapun :

$$g_{min} = \frac{8}{3} d_b = \frac{8}{3} \times 34,925 \text{ mm} = 93,133 \text{ mm}$$

$$g_{pakai} = 100 \text{ mm} \geq g_{min} \text{ (OK)}$$

b) Syarat jarak tepi dalam arah manapun :

$$d_{e \min} = \begin{cases} (22 \text{ mm}) \text{ jika } d_b = 16 \text{ mm} \\ (26 \text{ mm}) \text{ jika } d_b = 20 \text{ mm} \\ (28 \text{ mm}) \text{ jika } d_b = 22 \text{ mm} \\ (30 \text{ mm}) \text{ jika } d_b = 24 \text{ mm} \\ (34 \text{ mm}) \text{ jika } d_b = 27 \text{ mm} \\ (38 \text{ mm}) \text{ jika } d_b = 30 \text{ mm} \\ (46 \text{ mm}) \text{ jika } d_b = 36 \text{ mm} \\ (1,25d_b) \text{ jika } d_b = > 36 \text{ mm} \end{cases}$$

$$d_{e \min} = 46 \text{ mm}$$

Jarak as lubang baut ke tepi pelat-ujung :

$$d_e = 50 \text{ mm} \geq d_{e \min} \text{ (OK)}$$

c) Mengecek lebar dan panjang pelat-ujung :

Lebar :

$$b_{p \text{ req}} = 2d_e + g = 2 \times 50 \text{ mm} + 100 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$b_p = 225 \text{ mm} \geq b_{p \text{ req}} \text{ (OK)}$$

Panjang :

$$\begin{aligned} P_{p \text{ req}} &= 2(P_{fo} + d_e) + d_b \\ &= 2(70 \text{ mm} + 50 \text{ mm}) + 450 \text{ mm} = 690 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$P_p = 690 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{1}{4} \pi d_b^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times (34,925 \text{ mm})^2 \\ &= 957,994 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

P_t = Hitung kuat tarik baut

$$\begin{aligned} P_t &= F_{nt} A_b \\ &= 620 \text{ N/mm}^2 \times 957,994 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 593,956 \text{ KN} \end{aligned}$$

M_{np} = no prying bending moment

$$M_{np} = 2P_t(h_o + h_1)$$

$$= 2 \times 593,956 \text{ KN} \times ((513 \text{ mm} + 373 \text{ mm}) \times 10^{-3})$$

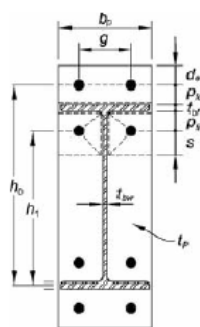
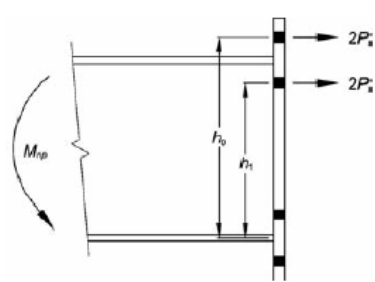
$$= 1052,49 \text{ KNm}$$

$$\Phi M_{np} = 0,9 \times 1052,49 \text{ KNm}$$

$$= 947,241 \text{ KNm} > M_f = 729,796 \text{ KNm} \text{ (OK)}$$

5) Hitung ketebalan pelat-ujung yang dibutuhkan

Parameter mekanisme garis leleh pelat ujung diambil dari Gambar 5.31 dan Gambar 5.32 Berikut ini.

TABEL 6.2 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat-Ujung Diperpanjang Tanpa pengaku Dengan Empat-Baut	
Geometri Pelat-Ujung dan Pola Garis Leleh	Model Gaya Baut
	
Pelat-Ujung	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_t \left(\frac{1}{\rho_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{\rho_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} [h_t(\rho_{fi} + s)] \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \text{ catatan: Jika } \rho_{fi} > s, \text{ gunakan } \rho_{fi} = s$

Gambar 5.31 Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung (Y_p) untuk Sambungan 4E

TABEL 6.3 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat-Ujung Diperpanjang Dengan Pengaku Dengan Empat-Baut		
Geometri Pelat-Ujung dan Pola Garis Leleh		Model Gaya Baut
Kasus 1 ($d_e \leq s$)	Kasus 2 ($d_e > s$)	
Kasus 1 ($d_e \leq s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(d_e + p_{fo})]$	
Kasus 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{fo}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(s + p_{fo})]$	
$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ Catatan: Jika $p_{fi} > s$, gunakan $p_{fi} = s$		

Gambar 5.32 Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung (Y_p) untuk Sambungan 4ES
(Sumber: SNI 7972:2013)

Tegangan leleh pelat ujung $F_{yp} = 250$ MPa

$$\begin{aligned} s &= \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \\ &= \frac{1}{2} \sqrt{225 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}} \\ &= 75 \text{ mm} > d_e = 50 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Jika $P_{fi} > s$, gunakan $P_{fi} = s$

$$P_{fi} = 70 \text{ mm} < s = 75 \text{ mm}$$

Kasus 1 ($d_e \leq s$)

$$\begin{aligned} Y_p &= \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(P_{fi} + s) + h_0(d_e + P_{fo})] \\ &= 4306,589 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$t_{p \text{ req'd}} = \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\Phi_d F_{yp} Y_p}}$$

$$= \sqrt{\frac{1,11 \times 729,796 \text{ KNm} \times 10^6}{0,9 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 4306,589 \text{ mm}}}$$

$$= 28,913 \text{ mm}$$

- 6) Ambil pelat ujung $t_p = 30 \text{ mm}$
 7) Hitung gaya terfaktor pada sayap balok

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}}$$

$$= \frac{729,796 \text{ KNm}}{(450 \text{ mm} - 14 \text{ mm}) \times 10^{-3}}$$

$$= 1673,844 \text{ KN}$$

- 8) Sambungan plat ujung dengan 4 baut
 9) Sambungan plat ujung dengan 4 baut
 10) Hitung tebal dan panjang dari pelat pengaku pada pelat ujung

$$t_{s,min} = t_{bw} \frac{F_y}{F_{y \text{ pelat}}}$$

$$= 9 \text{ mm} \times \frac{250 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2}$$

$$= 9 \text{ mm,}$$

sehingga dicoba $t_s = 10 \text{ mm}$

$$h_{st} = p_{fo} + d_e = 70 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 120 \text{ mm,}$$

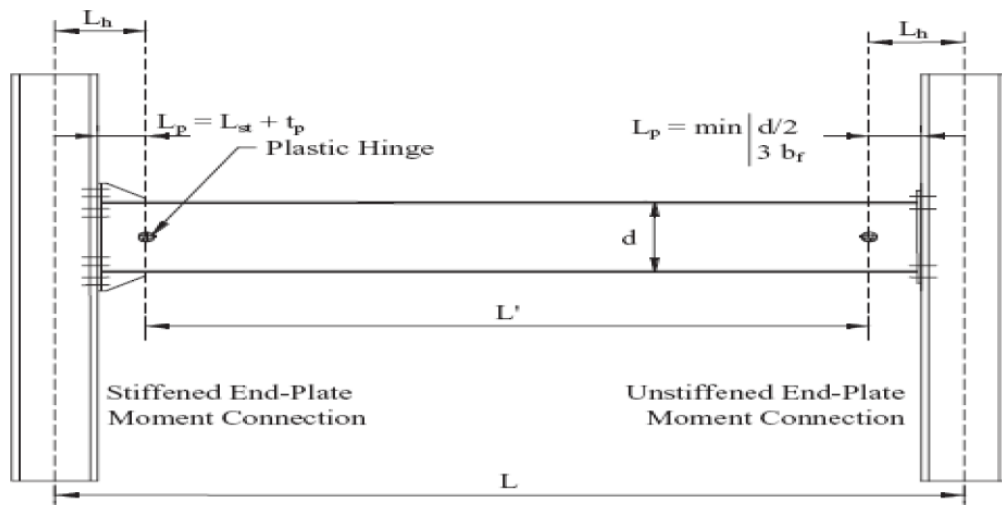
sehingga coba $h_{st} = 120 \text{ mm}$

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} = \frac{120 \text{ mm}}{\tan 30^\circ} = 207,846 \text{ mm}$$

sehingga dicoba $L_{st} = 225 \text{ mm}$

$$S_h = L_{st} + t_p = 225 \text{ mm} + 30 \text{ mm} = 255 \text{ mm}$$

Jadi, $S_h > S_{h \text{ perkiraan}} = 250 \text{ mm}$ (OK)



Gambar 5.33 Stiffened End-Plate dan Unstiffened End Plate Moment Connection

(Sumber: SNI 7972:2013)

Periksa terhadap kemungkinan terjadi tekuk setempat

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$F_{ys} = 250 \text{ MPa}$$

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$\frac{120 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2}}$$

$$12 \leq 15,839 \text{ (OK)}$$

Jadi, dipakai pengaku 10 x 120 x 225 mm

11) Periksa kuat patah geser dari baut pada sayap desak

$$\text{Tegangan geser nominal bau } (F_{nv}) = 372 \text{ MPa}$$

$$\Phi_n = 0,75$$

$$\text{Jumlah baut } (n_b) = 4$$

$$\Phi R_n = \Phi_n n_b F_{nv} A_b$$

$$= 0,75 \times 4 \times 372 \text{ N/mm}^2 \times 957,994 \text{ mm}^2 \times 10^{-3}$$

$$= 1069,121 \text{ KN}$$

$$V_u \leq \Phi_n R_n$$

$$389,662 \text{ KN} \leq 1069,121 \text{ KN (OK)}$$

12) Periksa kegagalan tumpu/sobek pada pelat ujung dan sayap kolom

$$t_{cf} = 20 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$t_{pakai} = 20 \text{ mm}$$

Jarak bersih pada arah gaya, antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi material (L_c)

$$L_c = 70 \text{ mm} + 70 \text{ mm} + 14 \text{ mm} - (34,925 \text{ mm} + 2) = 117,075 \text{ mm}$$

$$\text{jumlah baut sebelah dalam}(n_t) = 2$$

$$\text{jumlah baut sebelah dalam}(n_o) = 2$$

$$r_{ni} = r_{no} = 1,2L_c t F_u < 2,4d_b t F_u$$

$$\begin{aligned} r_{ni} = r_{no} &= 1,2L_c t F_u \\ &= 1,2 \times 117,075 \text{ mm} \times 20 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 1152,018 \text{ KN/baut} > 2,4d_b t F_u \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{ni} = r_{no} &= 2,4d_b t F_u \\ &= 2,4 \times 34,925 \text{ mm} \times 20 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 687,324 \text{ KN/baut} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_n R_n &= \Phi_n(n_i)r_{ni} + \Phi_n(n_o)r_{no} \\ &= 0,75 \times 2 \times 687,324 \text{ KN/baut} + 0,75 \times 2 \times 687,324 \text{ KN/baut} \\ &= 2061,972 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \Phi_n R_n$$

$$389,662 \text{ KN} \leq 2061,972 \text{ KN (OK)}$$

13) Desain las sayap ke pelat-ujung dan las badan ke pelat ujung

Las yang digunakan adalah las dengan elektroda E70XX

$$\Phi F_w = 240 \text{ MPa}$$

a) Sambungan sayap balok ke pelat-ujung

Pada sambungan ini akan menggunakan las tumpul CJP (*Complete Joint Penetration*) tanpa *backing*. Las tumpul CJP dibuat sedemikian

sehingga *root* las berada pada sisi sayap badan balok. Muka sayap bagian dalam memiliki las sudut 8 mm.

$$\text{Tebal las tumpul : } t_{tumpul\ 1} = t_{bf} = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal las sudut : } t_{sudut\ 1} = 8 \times 0,707 = 5,656 \text{ mm}$$

b) Sambungan badan balok ke pelat-ujung

Pada sambungan ini dapat menggunakan las sudut atau las tumpul CJP (*Complete Joint Penetration*). Bila menggunakan las sudut harus berukuran untuk menyalurkan kekuatan penuh badan balok dalam tarik dari muka sebelah dalam sayap sampai 150 mm melebihi lajur baut terjauh dari sayap balok. Pada perencanaan sambungan ini digunakan las sudut, maka perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm}$$

$$t_{min} = \min(t_w, t_p)$$

$$= \min(9, 30)$$

$$= 9 \text{ mm}$$

$$w_{min} = \begin{cases} (3 \text{ mm}) & \text{jika } t_{min} \leq 6 \text{ mm} \\ (5 \text{ mm}) & \text{jika } 6 \text{ mm} < t_{min} \leq 13 \text{ mm} \\ (6 \text{ mm}) & \text{jika } 13 \text{ mm} < t_{min} \leq 19 \text{ mm} \\ (8 \text{ mm}) & \text{jika } t_{min} > 19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$w_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$w_{maks} = \begin{cases} t_{min} & \text{jika } t_{min} < 6 \text{ mm} \\ (t_{min} - 2 \text{ mm}) & \text{jika } t_{min} \geq 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$w_{maks} = (t_{min} - 2 \text{ mm}) = (9 - 2) = 7 \text{ mm}$$

w_{pakai} yang digunakan adalah 5 mm

Hitung panjang las sudut

$$\begin{aligned} P_{sudut} &= 2(d_b - 2t_{bf} - 2r_b) \\ &= 2 \times (450 \text{ mm} - 2 \times 14 \text{ mm} - 2 \times 18 \text{ mm}) \\ &= 772 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hitung Tebal Las

$$\begin{aligned} t_{sudut2} &= 0,707 w_{pakai} \\ &= 0,707 \times 5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$= 3,535 \text{ mm}$$

Cek persyaratan berdasarkan kekuatan las.

$$\begin{aligned}\Phi R_{n \text{ sudut}} &= \Phi F_w t_{\text{sudut}} P_{\text{sudut}} \\ &= 240 \text{ N/mm}^2 \times 3,535 \text{ mm} \times 772 \text{ mm} \times 10^{-3} \\ &= 654,965 \text{ KN} \geq V_u = 389,662 \text{ KN (OK)}\end{aligned}$$

Cek berdasarkan kekuatan logam dasar (*base metal*).

$$\begin{aligned}\Phi R_{nBM} &= 0,6 F_y t_{\text{min}} P_{\text{sudut}} \\ &= 0,6 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 9 \text{ mm} \times 772 \text{ mm} \times 10^{-3} \\ &= 1042,2 \text{ KN} \geq V_u = 389,662 \text{ KN (OK)}\end{aligned}$$

b. Perencanaan Pada Bagian Kolom

1) Periksa sayap kolom yang tidak diperkuat terhadap leleh lentur

Langkah awal pada perencanaan pada bagian kolom adalah memeriksa sayap kolom yang tidak diperkuat terhadap leleh lentur. Parameter mekanisme garis leleh sayap kolom (Y_c) yang diperpanjang dengan empat baut dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.

TABEL 6.5 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom Diperpanjang Dengan Empat-Baut	
Geometri Sayap Kolom Tanpa pengaku dan Pola Garis Leleh	Geometri Sayap Kolom Dengan Pengaku dan Pola Garis Leleh
<p>Sayap Kolom Tanpa pengaku</p>	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
<p>Sayap Kolom Diperkaku</p>	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_{si}) h_0 (s + p_{so}) \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} \text{ Catatan: Jika } p_{si} > s, \text{ gunakan } p_{si} = s$

**Gambar 5.34 Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom (Y_c)
Diperpanjang dengan Empat baut 4E dan 4ES**

(Sumber: SNI 7972:2013)

$$M_f = 723,715 \text{ KNm}$$

$$F_{yc} = F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$\Phi_d = 0,9$$

$$h_1 = 373 \text{ mm}$$

$$h_0 = 513 \text{ mm}$$

$$g = 100 \text{ mm}$$

$$c = P_{fo} + P_{fi} + t_{bf} = 70 \text{ mm} + 70 \text{ mm} + 14 \text{ mm} = 154 \text{ mm}$$

$$b_{cf} = 300 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = 20 \text{ mm}$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} = \frac{1}{2} \sqrt{300 \times 100} = 86,603 \text{ mm}$$

$$Y_{c1} = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$= 3966,939 \text{ mm}$$

$$t_{cf \text{ min}} = \sqrt{\frac{1,11 Mf}{\Phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{cf}$$

$$= \sqrt{\frac{1,11 \times 729,796 \text{ KNm} \times 10^6}{0,9 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 3966,939 \text{ mm}}} \leq 20$$

$$= 30,126 > 20 \text{ mm (TIDAK OK)}$$

Ada dua pilihan antara menaikkan ukuran kolom atau memakai pelat penerus sebagai pengaku. Pilihan terakhir yang dipakai

Dicoba dengan pelat pengaku $t_s = 45 \text{ mm}$

$$P_{so} = P_{si} = \frac{(c - t_s)}{2} = \frac{(154 \text{ mm} - 45 \text{ mm})}{2} = 54,5 \text{ mm} < s$$

$$Y_{c2} = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{P_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{P_{si}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s + P_{si}) + h_0(s + P_{so})]$$

$$= 6473,466 \text{ mm}$$

$$t_{cf \text{ min}} = \sqrt{\frac{1,11 Mf}{\Phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{cf}$$

$$= \sqrt{\frac{1,11 \times 729,796 \text{ KNm} \times 10^6}{0,9 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 6473,466 \text{ mm}}} \leq 20 \text{ mm}$$

$$= 23,583 \text{ mm} > 20 \text{ mm (TIDAK OK)}$$

Jadi, tetap perlu dipasang pelat penerus dicoba $t_s \text{ pakai} = 30 \text{ mm}$ dengan syarat

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

2) Hitung kekuatan sayap kolom tanpa pengaku.

$$Y_{c1} = 3966,939 \text{ mm (tanpa pelat pengaku)}$$

$$\Phi_d M_{cf} = \Phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,9 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 3966,939 \text{ mm} \times (20 \text{ mm})^2 \times 10^{-6} \\
 &= 357,025 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Sehingga gaya rencana ekuivalen pada sayap kolom adalah

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_d R_n &= \frac{\Phi M_{cf}}{(d_b - t_{bf})} \\
 &= \frac{357,025 \text{ KNm}}{(450 \text{ mm} - 14 \text{ mm}) \times 10^{-3}} \\
 &= 818,864 \text{ KN} \leq F_{fu} = 1673,844 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$\Phi_d R_n$ dipakai untuk menentukan gaya desak yang diperlukan untuk merencanakan pelat pengaku

- 3) Hitung kuat leleh lokal badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap balok.

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$C_t = 1; \Phi_d = 0,9$$

$$k_c = t_f + r_c = 20 \text{ mm} + 28 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_d R_n &= \Phi_d C_t (6k_c + t_{bf} + 2t_p) F_{yc} t_{cw} \\
 &= 0,9 \times 1 (6 \times 48 \text{ mm} + 14 \text{ mm} + 2 \times 30 \text{ mm}) \\
 &\quad \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 12 \text{ mm} \times 10^{-3} \\
 &= 977,4 \text{ KN} \leq F_{fu} = 1673,844 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Diperlukan pelat pengaku pada sayap kolom

- 4) Hitung kuat tekuk badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok.

$$F_{fu} \leq \Phi R_n$$

$$\Phi = 0,75$$

h = jarak bersih antar sayap

$$\begin{aligned}
 &= d_c - 2k_c \\
 &= 588 \text{ mm} - 2 \times 48 \text{ mm} \\
 &= 492 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{24t_{cw}^3\sqrt{EF_{yc}}}{h} \\
 &= \frac{24 \times (12 \text{ mm})^3 \sqrt{200000 \text{ N/mm}^2 \times 250 \text{ N/mm}^2}}{492 \text{ mm}} \times 10^{-3} \\
 &= 596,039 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi R_n &= 0,75 \times 596,039 \text{ KN} \\
 &= 447,029 \text{ KN} \leq F_{fu} = 1673,844 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Diperlukan pelat pengaku pada sayap kolom

- 5) Hitung *web crippling strength* dari badan kolom yang tidak diperkuat pada posisi sayap desak balok.

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$\Phi = 0,75$$

$$N = t_{bf} = 14 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= 0,8t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc}t_{cf}}{t_{cw}}} \\
 &= 0,8 \times (12 \text{ mm})^2 \left[1 + 3 \left(\frac{14 \text{ mm}}{588 \text{ mm}} \right) \left(\frac{12 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} \right)^{1,5} \right] \\
 &\quad \times \sqrt{\frac{200000 \text{ N/mm}^2 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 20 \text{ mm}}{12 \text{ mm}}} \\
 &= 1086,538 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi R_n &= 0,75 \times 1086,538 \text{ KN} \\
 &= 814,904 \text{ KN} \leq F_{fu} = 1673,844 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Diperlukan pelat pengaku pada sayap kolom

- 6) Karena pelat pengaku diperlukan, selanjutnya hitung gaya untuk merancang pelat penerus sebagai pengaku.

$$F_{su} \leq \Phi_d R_n$$

$$\Phi_d = 0,9$$

$$\begin{aligned}
 F_{su} &= F_{fu} - \min \Phi R_n \\
 &= 1673,844 \text{ KN} - 447,029 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$= 1226,815 \text{ KN}$$

Sambungan pelat penerus ke sayap kolom menggunakan las tumpul CJP, kecuali sambungan pelat penerus ke ujung sayap kolom menggunakan las sudut.

$$t_s = 30 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = 20 \text{ mm}$$

$$t_{BM} = \min(t_s, t_{cf}) = 20 \text{ mm}$$

$$w_{min} = \begin{cases} (3 \text{ mm}) & \text{jika } t_{BM} \leq 6 \text{ mm} \\ (5 \text{ mm}) & \text{jika } 6 \text{ mm} < t_{BM} \leq 13 \text{ mm} \\ (6 \text{ mm}) & \text{jika } 13 \text{ mm} < t_{BM} \leq 19 \text{ mm} \\ (8 \text{ mm}) & \text{jika } t_{BM} > 19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$w_{min} = 8 \text{ mm}$$

Hitung Tebal Las

$$t_{las \ min} = w_{min} \cos(45^\circ)$$

$$= 8 \cos(45^\circ)$$

$$= 5,657 \text{ mm}$$

$$t_{las \ pakai} = 6 \text{ mm}$$

Luas bidang kontak dari pelat penerus ke sayap kolom

$$\begin{aligned} W_{pl-menerus} &= \frac{b_{cf} - t_w}{2} - r_c - w_{min} \\ &= \frac{300 \text{ mm} - 12 \text{ mm}}{2} - 28 \text{ mm} - 8 \text{ mm} = 108 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{pl-menerus} &= W_{pl-menerus} \times t_s \\ &= 108 \text{ mm} \times 30 \text{ mm} \\ &= 3240 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_d R_n \text{ pelat} &= \Phi_d 1,8 F_{yc} A_{pl-menerus} \\ &= 0,9 \times 1,8 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 3240 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 1312,2 \text{ KN} \geq F_{su} = 1226,815 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

Jadi, Tebal pelat penerus $t_s = 30 \text{ mm}$, masih aman dan memenuhi syarat.

7) Periksa zona panel pada kolom.

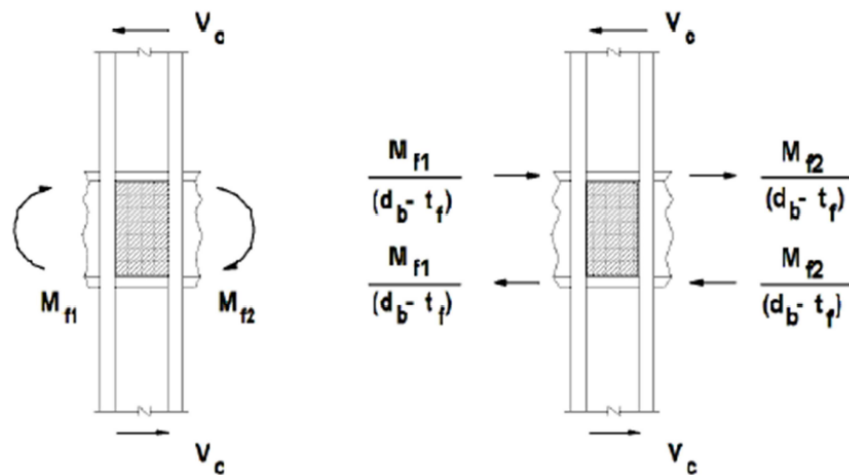
a) Tinggi zona panel antar pelat penerus

$$\begin{aligned}
 d_z &= d_p = d_b - t_s \\
 &= 450 \text{ mm} - 30 \text{ mm} \\
 &= 420 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b) Lebar zona panel antar pelat penerus

$$\begin{aligned}
 w_z &= d_c - 2t_{cf} \\
 &= 588 \text{ mm} - 2 \times 20 \text{ mm} \\
 &= 546 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Gaya geser yang harus dipikul



Gambar 5.35 Gaya Geser yang dipikul pada Zona Panel

(Sumber: SNI 7972:2013)

$$\begin{aligned}
 M_{f1} &= 729,796 \text{ KNm} \\
 M_{f2} &= -M_{pr} + V_u S_h \\
 &= -632,381 \text{ KNm} + 389,662 \text{ KN} \times 0,25 \text{ m} \\
 &= -534,965 \text{ KNm} \\
 R_u &= \frac{\sum M_f}{d_p} \\
 &= \frac{729,796 \text{ KNm} + |-534,965 \text{ KNm}|}{420 \text{ mm} \times 10^{-3}} \\
 &= 3011,337 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

d) Kuat Geser Zona Panel

$$P_u = P_r = 1246,075 \text{ KN}$$

$$P_c = P_y = 3381,829 \text{ KN}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1246,075 \text{ KN}}{3381,829 \text{ KN}} = 0,368 < 0,75$$

$$\Phi = 1$$

Sehingga perhitungan kuat geser zona panel adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \Phi R_v &= \Phi(0,6) F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right] \\ &= 1 \times (0,6) \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 588 \text{ mm} \times 12 \text{ mm} \\ &\quad \times \left[1 + \frac{3 \times 300 \text{ mm} \times (20 \text{ mm})^2}{400 \text{ mm} \times 588 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}} \right] \\ &= 1178,4 \text{ KN} < R_u = 3011,337 \text{ KN} \end{aligned}$$

Sehingga perlu pelat pengganda

e) Periksa tebal minimum zona panel

$$\begin{aligned} t_{w \text{ min}} &= \frac{d_z + w_z}{90} \\ &= \frac{420 \text{ mm} + 546 \text{ mm}}{90} \\ &= 10,756 \text{ mm} < t_w = 12 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Phi = 0,9$$

$$\begin{aligned} t_{pl\text{-pengganda}} &= \frac{R_u - \Phi 0,6 F_{yc} \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b}}{\Phi 0,6 F_{yc} d_c} - t_{cw} \\ &= \frac{3011,337 \text{ KN} \times 10^3 - 0,9 \times 0,6 \times 250 \text{ N/mm}^2 \frac{3 \times 300 \text{ mm} \times (20 \text{ mm})^2}{450 \text{ mm}}}{0,9 \times 0,6 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 588 \text{ mm}} - 12 \text{ mm} \\ &= 24,575 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pakai sepasang pelat pengganda dengan tebal satu sisi 15 mm

Setelah dilakukan perhitungan sambungan *end plate* sesuai dengan prosedur dan persyaratan pada SNI 7972:2013 didapatkan hasil rekapitulasi sambungan *end plate* yang dapat dilihat pada Tabel 5.57 berikut ini.

Tabel 5.57 Rekapitulasi Sambungan *End Plate* tipe 4ES

Keterangan	Profil Balok	
	IWF 500x200	IWF 450x200
Tipe <i>end plate</i>	4ES	4ES
Jarak tepi luar, d_e (mm)	60	50
Lebar pelat ujung, b_p (mm)	273	225
jarak vertikal bagian dalam, P_{fi} (mm)	70	70
jarak vertikal bagian luar, P_{fo} (mm)	70	70
jarak horisontal antar baut, g (mm)	100	100
tebal pelat ujung, t_p (mm)	38	30
Dimensi Pengaku (stiffener)	10x130x225	10x120x225
Diameter baut, D_b (mm)	50,8	34,925
Tinggi pelat ujung, H (mm)	792	690
Tebal pelat penerus, t_s (mm)	64	30
Tebal pelat pengganda, t <i>double-pl</i> (mm)	30	15

Peletakan sambungan, dimensi, kebutuhan baut dan pelat pada sambungan *end plate* 3 baut dengan pengaku dapat dilihat pada detail gambar sambungan yang terdapat pada Lampiran 3.

5.6.4 Periksa Rasio Momen Kolom dan Momen Balok

Rasio momen kolom dan balok digunakan untuk mengontrol komponen struktur memenuhi syarat *Strong Column weak beams* berdasarkan SNI 7860:2015 yang sudah dijelaskan pada sub-bab 3.8. Perhitungan rasio momen kolom dan balok adalah sebagai berikut.

1. Balok dengan Kolom Eksternal

a. Kolom (IWF 588x300)

$$P_u = 1234,012 \text{ KN (DL + LL)}$$

$$A_g = 19250 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma M_{pc} = 2 Z_x \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right)$$

$$= 2 \times 4308912 \text{ mm}^3 \times \left(250 \text{ N/mm}^2 - \frac{1234,012 \text{ KN} \times 10^3}{19250 \text{ mm}^2} \right) \times 10^{-6}$$

$$= 1602,015 \text{ KNm}$$

b. Balok (IWF 450x200)

Bentang 8 m (kiri dan kanan) IWF450x200

$$L = 8000 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = M_{pr2} = 579,682 \text{ KNm}$$

$$S_{h1} = S_{h2} = 225 \text{ mm}$$

$$L_{h1} = L_{h2} = L - d_c - 2S_h$$

$$= 8000 \text{ mm} - 588 \text{ mm} - 2 \times 225 \text{ mm}$$

$$= 6962 \text{ mm}$$

$$V_{pr1} = V_{pr2} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 579,682 \text{ KNm}}{6962 \text{ mm} \times 10^{-3}} = 166,528 \text{ KN}$$

$$V_{u1} = 93,423 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = 57,085 \text{ KN}$$

$$M_v = (V_{pr} - V_u) + (V_{pr} + V_u) \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$= (166,528 \text{ KN} - 93,423 \text{ KN}) + (166,528 \text{ KN} + 57,085 \text{ KN})$$

$$\times \left(0,225 \text{ m} + \frac{0,588 \text{ m}}{2} \right)$$

$$= 116,128 \text{ KNm}$$

$$\Sigma M_{pb} = M_{pr1} + M_{pr2} + M_v$$

$$= 579,682 + 579,682 + 116,128 \text{ KNm}$$

$$= 1275,493 \text{ KNm}$$

c. Cek SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$\frac{1602,015}{1275,493} > 1$$

1,256 > 1, (*STRONG COLUMN WEAK BEAM*)

2. Balok dengan Kolom Internal

a. Kolom (IWF 588x300)

$$P_u = 1724,276 \text{ KN (DL + LL)}$$

$$A_g = 19250 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= 2 Z_x \left(F_y - \frac{P_u}{A_g} \right) \\ &= 2 \times 4308912 \text{ mm}^3 \times \left(250 \text{ N/mm}^2 - \frac{1724,276 \text{ KN} \times 10^3}{19250 \text{ mm}^2} \right) \times 10^{-6} \\ &= 1382,534 \text{ KNm} \end{aligned}$$

b. Balok (IWF 450x200)

Bentang 8 m (kiri dan kanan) IWF450x200

$$L = 8000 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = M_{pr2} = 579,682 \text{ KNm}$$

$$S_{h1} = S_{h2} = 225 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_{h1} = L_{h2} &= L - d_c - 2S_h \\ &= 8000 \text{ mm} - 588 \text{ mm} - 2 \times 225 \text{ mm} \\ &= 6962 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_{pr1} = V_{pr2} = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 579,682 \text{ KNm}}{6962 \text{ mm} \times 10^{-3}} = 166,528 \text{ KN}$$

$$V_{u1} = 200,781 \text{ KN}$$

$$V_{u2} = 113,337 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_v &= (V_{pr} - V_u) + (V_{pr} + V_u) \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) \\ &= (166,528 \text{ KN} - 200,781 \text{ KN}) + (166,528 \text{ KN} + 113,337 \text{ KN}) \\ &\quad \times \left(0,225 \text{ m} + \frac{0,588 \text{ m}}{2} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 145,215 \text{ KNm} \\
 \sum M_{pb} &= M_{pr1} + M_{pr2} + M_v \\
 &= 579,682 + 579,682 + 145,215 \text{ KNm} \\
 &= 1304,58 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

c. Cek SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

$$\begin{aligned}
 \frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} &> 1 \\
 \frac{1382,534}{1304,58} &> 1 \\
 1,059 &> 1, \text{ (STRONG COLUMN WEAK BEAM)}
 \end{aligned}$$

Rasio momen kolom dan balok pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta masih memenuhi persyaratan SCWB ($\sum M_{pc}/\sum M_{pb} > 1$), persyaratan ini berdasarkan pada SNI 1729:2015 dan SNI 7860:2015, sehingga struktur balok-kolom masih aman dan profil kolom tidak perlu diperbesar.

5.6.5 Sambungan Balok Anak-Balok Induk (*Simple Beam*)

Prosedur Sambungan balok anak-balok induk berdasarkan peraturan SNI 1729:2015 adalah sebagai berikut.

Balok Anak IWF350x175

Profil IWF 500x200

Mutu Material BJ41

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

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$b_f = 175 \text{ mm}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$F_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$t_f = 11 \text{ mm}$$

$$L_b = 8000 \text{ mm}$$

$$r = 14 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,3$$

$$V_u = 353,220 \text{ KN (COMB2)}$$

1. Konfigurasi Baut

Baut ASTM A325

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$$

Kemudian merancang jumlah baut konektor dengan mencoba menggunakan 3 baris baut dan diameter baut $d_b = 22,225 \text{ mm}$.

$$d_b = 22,225 \text{ mm}$$

$$n = 3 \text{ bh (jumlah baut)}$$

$$F_u = 410 \text{ Mpa}$$

Hitung jarak antar baut.

$$S = 3d_b = 3 \times 22,225 \text{ mm} = 66,675 \text{ mm}$$

$$\text{dicoba } a = 80 \text{ mm} \geq S$$

Hitung jarak tepi baut.

$$\frac{1}{2}a = \frac{1}{2} \times 80 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

Hitung dimensi pelat sambungan.

$$\begin{aligned} h_{pl} &= 2a + 2\left(\frac{1}{2}a\right) \\ &= 3a \\ &= 3 \times 80 \text{ mm} \\ &= 240 \text{ mm} < h_{IWF} = 312 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

2. Kekuatan Geser Baut

Hitung kekuatan geser per baut

$$N_b = 6 \text{ bh (total jumlah baut)}$$

$$V_b = \frac{V_u}{N_b} = \frac{353,220 \text{ KN}}{6} = 58,870 \text{ KN}$$

Hitung kekuatan geser perlu

$$\Phi = 0,75$$

$$A_b = \frac{1}{4}\pi D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times (22,225 \text{ mm})^2 = 387,948 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi F_{nv} A_b \\ &= 0,75 \times 372 \text{ N/mm}^2 \times 387,948 \text{ mm}^2 \\ &= 108,238 \text{ KN} > V_b = 58,870 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

3. Kekuatan Geser Pelat

Hitung kekuatan geser pelat berdasarkan kekuatan luluh elemen dengan menggunakan *double angle* L75x75x9.

$$H = 75 \text{ mm}$$

$$B = 75 \text{ mm}$$

$$t_p = 9 \text{ mm}$$

$$h_{pl} = 240 \text{ mm}$$

$$d_{hole} = 24,225 \text{ mm}$$

$$\Phi = 1$$

$$A_{gv} = h_{pl}t_p = 240 \text{ mm} \times 9 \text{ mm} = 2160 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi 0,6 F_y A_{gv} \\ &= 1 \times 0,6 \times 250 \text{ N/mm}^2 \times 2160 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 324 \text{ KN} \end{aligned}$$

Hitung kekuatan geser pelat berdasarkan keruntuhan geser dari elemen tersebut.

$$\Phi = 0,75$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_{gv} - \frac{1}{2} n (d_h t_p) \\ &= 2160 \text{ mm}^2 - \frac{1}{2} 6 (24,225 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}) \\ &= 1505,93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi 0,6 F_u A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 410 \text{ N/mm}^2 \times 1505,93 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 277,843 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Phi R_{n \min} = 277,843 \text{ KN}$$

$$\Phi R_{n \min} > \frac{1}{2} V_u$$

$$277,843 \text{ KN} > \frac{1}{2} \times 353,220 \text{ KN}$$

$$277,843 \text{ KN} > 176,61 \text{ KN (OK)}$$

4. Kekuatan Geser Tumpuan Pelat

Hitung Daya tampung kekuatan geser

$$l_{c1} = a - 1d_{hole} = 80 \text{ mm} - 24,225 \text{ mm} = 55,775 \text{ mm}$$

$$l_{c2} = a - 1d_{hole} = 80 \text{ mm} - 24,225 \text{ mm} = 55,775 \text{ mm}$$

$$l_{c3} = \frac{1}{2}a - \frac{1}{2}d_{hole} = \frac{1}{2} \times 80 \text{ mm} - \frac{1}{2} \times 24,225 \text{ mm} = 27,888 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 3dtF_u \\ &= 3 \times 2,225 \text{ mm} \times 9 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2 \\ &= 246031 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{n1} &= 1,5l_{c1}tF_u \leq 3dtF_u \\ &= 1,5 \times 55,775 \text{ mm} \times 9 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2 \leq 246031 \text{ N} \\ &= 308715 \text{ N} \leq 246031 \text{ N} \end{aligned}$$

$$R_{n1 \text{ pakai}} = 246031 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} R_{n2} &= 1,5l_{c2}tF_u \leq 3dtF_u \\ &= 1,5 \times 55,775 \text{ mm} \times 9 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2 \leq 246031 \text{ N} \\ &= 308715 \text{ N} \leq 246031 \text{ N} \end{aligned}$$

$$R_{n2 \text{ pakai}} = 246031 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} R_{n3} &= 1,5l_{c3}tF_u \leq 3dtF_u \\ &= 1,5 \times 27,888 \text{ mm} \times 9 \text{ mm} \times 410 \text{ N/mm}^2 \leq 246031 \text{ N} \\ &= 154367 \text{ N} \leq 246031 \text{ N} \end{aligned}$$

$$R_{n3 \text{ pakai}} = 154367 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \Sigma R_n &= \Sigma R_{n1} + \Sigma R_{n2} + \Sigma R_{n3} \\ &= (2 \times 246031 \text{ N}) + (2 \times 246031 \text{ N}) + (2 \times 154367 \text{ N}) \\ &= 1292838 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi \Sigma R_n &= \Phi R_n \\ &= 0,75 \times 1292838 \text{ N} \times 10^{-3} \\ &= 969,628 \text{ KN} > V_u = 353,220 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

5. Desain Sambungan Las

Hitung desain sambungan las.

$$V_u = 353,220 \text{ KN}$$

$$t_p = 9 \text{ mm (double angle profile thickness)}$$

$$t_w = 7 \text{ mm (web of secondary beam profile thickness)}$$

Menentukan las sudut dari las tumpul

$$L_g \text{ min} = 5 \text{ mm (berdasarkan SNI 1729; 2015);}$$

dicoba $L_g \text{ pakai} = 5 \text{ mm}$

Kekuatan joint material las $F_{exx} = 280 \text{ MPa}$

Panjang *throat* efektif las

$$a = \frac{L_g}{\sqrt{2}} = \frac{5 \text{ mm}}{\sqrt{2}} = 3,536 \text{ mm}; a_{\text{pakai}} = 5 \text{ mm (throat efektif minimum)}$$

Luas area efektif ($A_{we} = a \cdot L_x$)

$$\Phi V_n = \Phi 0,6 F_{exx} \cdot A_{we}$$

$$\Phi V_n = \Phi 0,6 F_{exx} \cdot a \cdot L_x$$

Syarat panjang las min (L_x)

$$\Phi = 0,75$$

$$V_u = \Phi V_n$$

$$V_u = \Phi 0,6 F_{exx} \cdot a \cdot L_x$$

$$\begin{aligned} L_x &= \frac{V_u}{\Phi 0,6 F_{exx} \cdot a} \\ &= \frac{353,220 \text{ KN} \times 10^3}{0,75 \times 0,6 \times 280 \text{ N/mm}^2 \times 5 \text{ mm}} \\ &= 560,667 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang las yang tersedia (parameter profil sudut ganda)

$$\begin{aligned} L &= 2(2H + h_{pl}) \\ &= 2 \times (2 \times 75 \text{ mm} + 240 \text{ mm}) \\ &= 780 \text{ mm} > L_x \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_n &= \Phi 0,6 F_{exx} \cdot a \cdot L \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 280 \text{ N/mm}^2 \times 780 \text{ mm} \times 5 \text{ mm} \times 10^{-3} \\ &= 491,4 \text{ KN} > V_u = 353,220 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

SNI 1729:2015 menjelaskan persyaratan sambungan dengan menggunakan baut mutu tinggi, sehingga didapatkan kebutuhan baut pada sambungan *simple beam* yaitu 3 buah baut dengan diameter baut 7/8 in dan sambungan dengan menggunakan *double angle 75x75x9*. Gambar detail sambungan balok anak-balok induk (*simple beam*) dapat dilihat pada Lampiran 3.

5.6.6 Sambungan *Base Plate*

Prosedur Sambungan *base plate* berdasarkan peraturan SNI 1729:2015 adalah sebagai berikut.

$$P_u = 1724,28 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,1R_y M_p \\ &= 1,1 \times 1,3 \times 1077,228 \\ &= 1540,436 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= V_{gr} + E_{mh} \\ &= 58,675 \text{ KN} + 978,055 \text{ KN} \\ &= 1036,729 \text{ KN} \end{aligned}$$

Profil IWF 600x300

$$H = 588 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

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

$$r = 28 \text{ mm}$$

$$I_x = 1,18 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 9,02 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$r_x = 248 \text{ mm}$$

$$r_y = 68,5 \text{ mm}$$

$$S_x = 4,02 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$S_y = 6,01 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$A_g = 19250 \text{ mm}^2$$

Mutu Material Beton

$$f'_c = 20 \text{ MPa}$$

1. Konfigurasi Baut

Baut ASTM A325

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$$F_{nv} = 372 \text{ MPa}$$

Mutu Material BJ41

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$F_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$L_h = 3600 \text{ mm}$$

$$R_y = 1,3$$

Menentukan diameter baut dan jarak tepi minimum

$$d_b = 38,1 \text{ mm (diameter baut)}$$

$$S_t = 47,625 \text{ mm (jarak tepi minimum)}$$

2. Desain dimensi base pelat

Dicoba menggunakan dimensi base pelat B x N = 500 mm x 800 mm.

Check daya dukung beton dan tebal pelat perlu.

$$\Phi_c = 0,65$$

$$\begin{aligned} f_{p \max} &= \Phi_c 0,85 f'_c \\ &= 0,65 \times 0,85 \times 20 \text{ MPa} \\ &= 11,05 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{P_u}{BN} \\ &= \frac{1724,28 \text{ KN} \times 10^3}{500 \text{ mm} \times 800 \text{ mm}} \\ &= 4,311 \text{ MPa} \leq f_{p \max} = 11,05 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

Hitung kuat perlu landasan.

$$\begin{aligned} m &= \frac{N - 0,95d}{2} \\ &= \frac{800 \text{ mm} - 0,95 \times 588 \text{ mm}}{2} \\ &= 120,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{B - 0,8b_f}{2} \\ &= \frac{500 \text{ mm} - 0,8 \times 300 \text{ mm}}{2} \\ &= 130 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_c P_p &= f_{p \max} BN \\ &= 11,05 \text{ N/mm}^2 \times 500 \text{ mm} \times 800 \text{ mm} \times 10^{-3} \\ &= 4420 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X &= \left\{ \frac{4db_f}{(d + b_f)} \right\} \frac{P_u}{\Phi_c P_p} \\ &= \left\{ \frac{4 \times 588 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}}{(588 \text{ mm} \times 300 \text{ mm})} \right\} \frac{1724,28 \text{ KN}}{4420 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$= 0,349$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}$$

$$= \frac{2\sqrt{0,349}}{1 + \sqrt{1 - 0,349}}$$

$$= 0,654 \leq 1$$

$$\lambda n' = \frac{1}{4} \lambda \sqrt{db_f}$$

$$= \frac{1}{4} \times 0,654 \times \sqrt{588 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}}$$

$$= 68,670 \text{ mm}$$

Penentuan nilai l adalah berdasarkan nilai yang terbesar dari m, n dan $\lambda n'$, berdasarkan nilai tersebut, maka didapat nilai $l = 130 \text{ mm}$

$$M_{pl} = \frac{1}{2} f_p l^2 = \frac{1}{2} \times 4,311 \text{ MPa} \times (130 \text{ mm})^2 = 36425,331 \text{ Nmm/mm}$$

Sehingga untuk kondisi batas leleh diperoleh tebal minimum untuk pelat landasan adalah sebagai berikut.

$$\Phi = 0,9$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\Phi F_y}}$$

$$= \sqrt{\frac{4 \times 36425,331 \text{ Nmm/mm}}{0,9 \times 250 \text{ N/mm}^2}}$$

$$= 25,448 \text{ mm}$$

$$t_{p \text{ pakai}} = 30 \text{ mm}$$

Distribusi tegangan beton

$$q_{max} = f_{p \text{ max}} \times B$$

$$= 11,05 \text{ N/mm}^2 \times 500 \text{ mm}$$

$$= 5525 \text{ N/mm}$$

$$q = 0,6 \times 0,85 \times f'c \times B$$

$$= 0,6 \times 0,85 \times 20 \text{ N/mm}^2 \times 500 \text{ mm}$$

$$= 5100 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 e_{kritis} &= \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{maks}} \\
 &= \frac{800 \text{ mm}}{2} - \frac{1724,28 \text{ KN} \times 10^3}{2 \times 5525 \text{ N/mm}} \\
 &= 243,957 \text{ mm} \\
 e &= \frac{M_u}{P_u} = \frac{1540,436 \text{ KNm}}{1724,28 \text{ KN}} = 0,893 \text{ m} \sim 893 \text{ mm} > 243,957 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

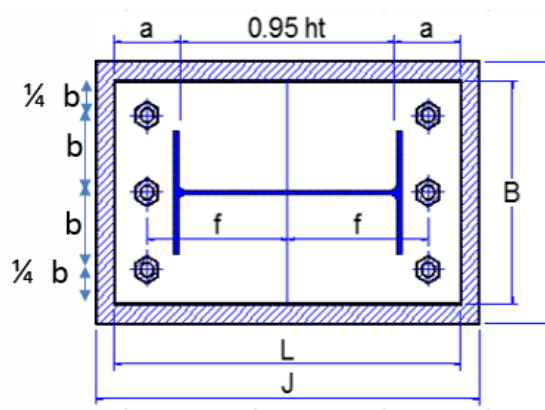
Diperlukan baut angkur pada *base plate*.

Desain baut dan jumlah baut yang akan digunakan.

Dicoba menggunakan 6 baut

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{1}{2}N - 0,95h_t \\
 &= \frac{1}{2} \times 800 \text{ mm} - 0,95 \times 588 \text{ mm} \\
 &= 120,7 \text{ mm} \\
 f &= \frac{1}{2}N - \frac{1}{2}a \\
 &= \frac{1}{2} \times 800 \text{ mm} - \frac{1}{2} \times 120,7 \text{ mm} \\
 &= 339,65 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek jarak antar baut



Gambar 5.36 Jarak Antar baut dan Jarak Tepi Pada *Base plate*

$$B = b + b + \frac{1}{4}b + \frac{1}{4}b$$

$$500 = 2,5b$$

$$b = 200 \text{ mm} > St = 47,625 \text{ mm (OK)}$$

$$\frac{1}{2}a = \frac{1}{2} \times 120,7 \text{ mm} = 60,35 \text{ mm} > St = 47,625 \text{ mm (OK)}$$

$$\frac{1}{2}b = \frac{1}{2} \times 200 \text{ mm} = 100 \text{ mm} > St = 47,625 \text{ mm (OK)}$$

Kekuatan geser baut

Jumlah baut (n) = 6 bh

$$\Phi = 0,75$$

$$d_b = 38,1 \text{ mm}$$

$$A_b = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times (38,1 \text{ mm})^2 = 1140,092 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_b &= \frac{V_u}{n} \\ &= \frac{1036,729 \text{ KN}}{6} \\ &= 177,964 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi R_n &= \Phi F_{nv} A_b \\ &= 0,75 \times 372 \text{ N/mm}^2 \times 1140,092 \text{ mm}^2 \times 10^{-3} \\ &= 318,086 \text{ KN} > V_b = 177,964 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

3. Desain dimensi *base plate*

Hitung desain sambungan las.

$$V_u = 1036,73 \text{ KN}$$

$$t_p = 30 \text{ mm (tebal pelat dasar)}$$

$$t_f = 20 \text{ mm (tebal sayap kolom)}$$

$$t_w = 12 \text{ mm (tebal badan kolom)}$$

Menentukan las sudut dari las tumpul

$$L_{g \text{ min}} = 5 \text{ mm (berdasarkan SNI 1729; 2015);}$$

$$\text{dicoba } L_{g \text{ pakai}} = 5 \text{ mm}$$

Kekuatan joint material las $F_{exx} = 280 \text{ MPa}$

Panjang *throat* efektif las

$$a = \frac{L_g}{\sqrt{2}} = \frac{5 \text{ mm}}{\sqrt{2}} = 3,536 \text{ mm}; a_{pakai} = 5 \text{ mm (throat efektif minimum)}$$

Luas area efektif ($A_{we} = a \cdot L_x$)

$$\Phi V_n = \Phi 0,6 F_{exx} \cdot A_{we}$$

$$\Phi V_n = \Phi 0,6 F_{exx} \cdot a \cdot L_x$$

Syarat panjang las min (L_x)

$$\Phi = 0,75$$

$$V_u = \Phi V_n$$

$$V_u = \Phi 0,6 F_{exx} \cdot a \cdot L_x$$

$$L_x = \frac{V_u}{\Phi 0,6 F_{exx} \cdot a}$$

$$= \frac{1036,73 \text{ KN} \times 10^3}{0,75 \times 0,6 \times 280 \text{ N/mm}^2 \times 5 \text{ mm}}$$

$$= 1645,603 \text{ mm}$$

Panjang las yang tersedia (parameter profil sudut ganda)

$$L = 2b_f + 2(d_c - 2t_{cf}) + 2(b_f - t_{cw})$$

$$= 2 \times 300 \text{ mm} + 2(588 \text{ mm} - 2 \times 20 \text{ mm}) + 2(300 \text{ mm} - 12 \text{ mm})$$

$$= 2272 \text{ mm} > L_x \text{ (OK)}$$

$$\Phi V_n = \Phi 0,6 F_{exx} \cdot a \cdot L$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 280 \text{ N/mm}^2 \times 2272 \text{ mm} \times 5 \text{ mm} \times 10^{-3}$$

$$= 1431,36 \text{ KN} > V_u = 1036,73 \text{ KN (OK)}$$

4. Desain beton tumpuan

Dimensi pelat dasar

$$B_1 = 500 \text{ mm}$$

$$L_1 = 800 \text{ mm}$$

Luas pelat dasar (A_1)

$$A_1 = B_1 \times L_1 = 500 \text{ mm} \times 800 \text{ mm} = 400000 \text{ mm}^2$$

Dimensi beton tumpuan

$$B_2 = 600 \text{ mm} > B_1 \text{ (OK)}$$

$$L_2 = 900 \text{ mm} > L_1 \text{ (OK)}$$

Luas beton tumpuan (A_2)

$$A_2 = B_2 \times L_2 = 600 \text{ mm} \times 900 \text{ mm} = 540000 \text{ mm}^2$$

Kekuatan tumpuan nominal (f_{cn})

$$\begin{aligned} f_{cn} &= 0,85 \times f'c \times \sqrt{A_2/A_1} \\ &= 0,85 \times 280 \text{ N/mm}^2 \times \sqrt{540000 \text{ mm}^2/400000 \text{ mm}^2} \\ &= 19,752 \text{ MPa} \leq 1,7f'c = 1,7 \times 20 \text{ N/mm}^2 = 34 \text{ N/mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Kekuatan tumpuan nominal (f_u)

$$\begin{aligned} f_u &= 0,6 \times 0,85 \times f'c \\ &= 0,6 \times 0,85 \times 20 \text{ MPa} \\ &= 10,2 \text{ MPa} \leq f_{cn} = 19,752 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

5. Desain panjang angkur

Diameter angkur $d_b = 38,1 \text{ mm}$ (ANCHOR M38)

Tegangan leleh $f_y = 250 \text{ MPa}$

Panjang angkur minimum

$$\begin{aligned} L_{min} &= \frac{f_y}{(4 \times \sqrt{f'c})} \times d_b \\ &= \frac{250 \text{ N/mm}^2}{(4 \times \sqrt{20 \text{ N/mm}^2})} \times 38,1 \\ &= 532,464 \text{ mm} \sim 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan yang mengacu pada SNI 1729:2015, didapatkan dimensi *base plate* (B x N) yaitu 500 x 800 mm. Kebutuhan baut pada sambungan *base plate* yaitu 1 1/2 in dan tebal pelat yaitu 30 mm. Pada desain beton tumpuan digunakan dimensi kolom beton tumpuan (B x N) yaitu 600 x 900 mm, dimensi tersebut adalah perkiraan minimum yang harus dirancang, sehingga dari perhitungan tersebut didapatkan panjang angkur minimum yaitu 550 mm. Gambar detail sambungan *base plate* pada struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Lampiran 3.

5.7 Rencana Anggaran Biaya

Rencana anggaran biaya yang dihitung pada perencanaan ulang Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta ini adalah rencana pekerjaan pemasangan struktur kolom dan balok baja. Harga material yang digunakan adalah harga khusus material baja dan harga material non baja. Harga material yang digunakan adalah harga material tahun 2018. Analisa Harga Satuan pada penelitian ini mengacu pada SNI 7393:2008, SNI 7394:2008 dan SNI 2837:2008. Rencana anggaran biaya untuk struktur baja Gedung Dinas Pendidikan Yogyakarta dapat dilihat pada Tabel 5.58 berikut ini.

Tabel 5.58 Rencana Anggaran Biaya Struktur Baja

Nama pekerjaan	Volume	Harga Satuan	Harga
1. Pekerjaan Pelat Lantai			Rp. 966.515.845,89
1.1. Floordeck	2227.2600 m ²	Rp. 215.640,00	Rp. 480.286.346,40
1.2. Wiremesh	18961.1710 kg	Rp. 14.692,23	Rp. 278.581.794,39
1.3. Beton	209.5500 m ³	Rp. 990.922,00	Rp. 207.647.705,10
2. Pekerjaan Kolom			Rp. 1.825.558.072,17
2.1. H350X350	10212.2540 kg	Rp. 29.350,50	Rp. 299.734.761,03
2.2. IWF588X300	51986.2800 kg	Rp. 29.350,50	Rp. 1.525.823.311,14
3. Pekerjaan Balok			Rp. 4.441.126.503,16
3.1. IWF250X125	12874.7658 kg	Rp. 26.757,25	Rp. 344.493.327,20
3.2. IWF300X150	7709.7711 kg	Rp. 27.010,25	Rp. 208.242.844,85
3.3. IWF350X175	66561.9520 kg	Rp. 28.010,75	Rp. 1.864.450.196,98
3.4. IWF400X200	13856.5020 kg	Rp. 28.010,75	Rp. 388.131.013,40
3.5. IWF450X200	28965.4240 kg	Rp. 29.350,50	Rp. 850.149.677,11
3.6. IWF500X200	26768.1792 kg	Rp. 29.350,50	Rp. 785.659.443,61

Lanjutan Tabel 5.54 Rencana Anggaran Biaya Struktur Baja

Nama pekerjaan	Volume	Harga Satuan	Harga
4. Pekerjaan Sambungan			Rp. 2.628.360.226,98
4.1. End plate, base plate, double plate dan stiffener	85731.0000 kg	Rp. 25.590,00	Rp. 2.193.856.290,00
4.2. Baut 5/8 inchi	1064.0000 bh	Rp. 18.030,00	Rp. 19.183.920,00
4.3. Baut 7/8 inchi	1950.0000 bh	Rp. 29.530,00	Rp. 57.583.500,00
4.4. L75X75X9	2188.0000 kg	Rp. 21.796,69	Rp. 47.691.158,81
4.5. Grouting	425.3975 m2	Rp. 73.897,28	Rp. 31.435.718,17
4.6. Baut 3/2 inchi	3648.0000 bh	Rp. 71.630,00	Rp. 261.306.240,00
4.7. Anchor ROD M38	180.0000 bh	Rp. 96.130,00	Rp. 17.303.400,00
5. Pekerjaan Tangga Baja X Kayu	6.0000 bh	Rp. 13.011.790,00	Rp. 78.070.740,00
TOTAL			Rp. 9.939.631.388,20
PPN 10%			Rp. 993.963.138,82
TOTAL + PPN 10%			Rp. 10.933.594.527,02
DIBULATKAN			Rp. 10.933.594.600

Berdasarkan hasil tabel diatas, rencana anggaran biaya struktur baja yang diperoleh adalah sebesar Rp 10.933.594.600. Nilai tersebut lebih besar 30,1% dari rencana anggaran biaya struktur beton bertulang sebesar Rp 7.647.700.000. Hal ini dikarenakan biaya kebutuhan material baja lebih besar dibandingkan dengan beton bertulang, akan tetapi pelaksanaan struktur baja akan lebih cepat bila dibandingkan dengan pekerjaan struktur beton bertulang. Untuk daftar harga upah pekerja dan material tahun 2018 dapat dilihat pada Lampiran 4, sedangkan untuk Analisis Satuan Harga (AHS) struktur baja dapat dilihat pada Lampiran 5.