

3. PROSEDUR PERENCANAAN

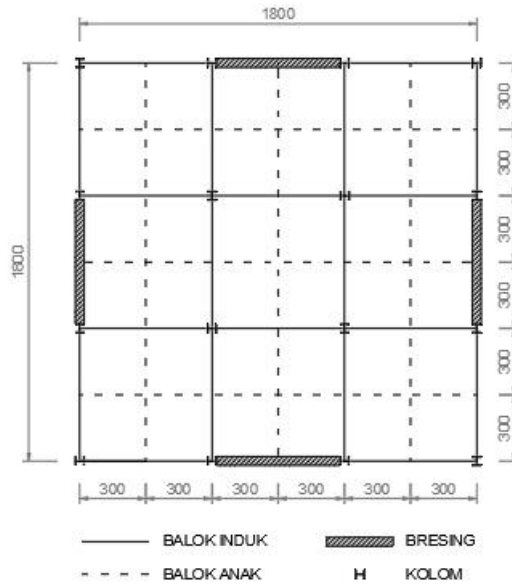
3.1 Informasi Perencanaan

Bab ini akan menjelaskan langkah-langkah perencanaan dan perhitungan bangunan yang akan diteliti mencakup Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE). Berikut adalah spesifikasi dan ketentuan yang digunakan dalam penelitian ini:

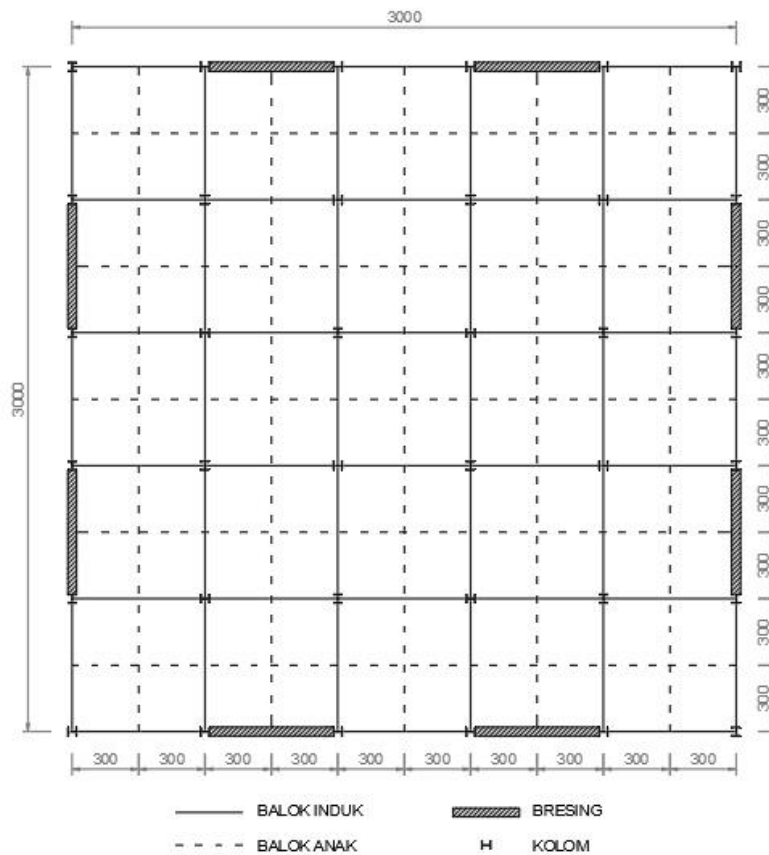
- Terdapat 3 jenis bangunan, yakni 31J12, 52J12 dan 52J20
- Masing-masing bangunan dihitung dengan dua buah skenario yakni Skenario 1 (S1) dan Skenario 2 (S2)
- Bangunan berupa sistem ganda, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) tipe V terbalik
- Bangunan tipikal untuk setiap denah lantainya
- Fungsi gedung sebagai perkantoran
- Struktur berlokasi di Kota Jayapura dengan asumsi tanah lunak
- Mutu baja yang digunakan yaitu BJ 37 (ASTM A36) dan BJ 55 (ASTM A992)
- Tinggi antar lantai tipikal 4 meter
- Plat lantai menggunakan plat beton bertulang konvensional dengan tebal 12 cm
- Bentang 6 meter untuk alasan efisiensi profil baja
- Bangunan didesain dengan spektrum respon dan analisis kinerja bangunan menggunakan *nonlinear time history analysis*
- Program analisa struktur yang digunakan adalah CSI ETABS 2016 v16.0.0
- Peraturan beban yang digunakan yaitu SNI 1727:2013
- Peraturan baja yang digunakan yaitu SNI 1729:2015 atau AISC 360-10 sebagai acuan normatif
- Peraturan baja gempal yang digunakan yaitu AISC 341-10 (Sesuai dengan SNI 1729:2015 Pasal A1.1)

- Peraturan gempa yang digunakan yaitu SNI 1726:2012

Berikut akan ditampilkan kembali denah-denang bangunan yang digunakan, dapat dilihat pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2, beserta penjelasan penamaan bangunan pada Tabel 3.1.



Gambar 3.1 Denah Bangunan 31J12



Gambar 3.2 Denah Bangunan 52J12 & 52J20

Tabel 3.1 Makna Penggunaan Kode

Kode	Makna
31J12	Bangunan dengan 3 bentang, 1 SRBE, berlokasi di Jayapura, 12 lantai
52J12	Bangunan dengan 5 bentang, 2 SRBE, berlokasi di Jayapura, 12 lantai
52J20	Bangunan dengan 5 bentang, 2 SRBE, berlokasi di Jayapura, 20 lantai
S1	Skenario 1 (pemeriksaan performa bangunan terhadap kekakuan)
S2	Skenario 2 (pemeriksaan performa bangunan terhadap kekuatan)

3.2 Langkah Pengerjaan

Akan dijelaskan kembali langkah-langkah yang akan dilakukan dalam pengerjaan penelitian. Secara garis besar, di dalam penelitian ini terdapat 2 skenario yang akan diteliti dan 3 jenis bangunan yang akan menjadi obyek penelitian. Sehingga ketiga jenis bangunan tersebut akan didesain terhadap masing-masing Skenario 1 dan Skenario 2.

Penelitian terhadap Skenario 1 akan diawali dengan *preliminary design* yang kemudian dilanjutkan dengan pemodelan struktur secara tiga dimensi menggunakan bantuan Program CSI ETABS 2016 v16.0.0. Lalu dilanjutkan dengan menentukan pembebanan struktur, baik beban mati, beban hidup, maupun beban gempa. Setelah pemodelan dan pembebanan selesai, dilakukan pengecekan terhadap *base shear* yang terjadi. Bila presentase *base shear* yang terjadi pada SRPMK kurang dari 25%, maka akan dilakukan perubahan profil maupun konfigurasi arah profil sehingga syarat 25% terpenuhi. Setelah syarat terpenuhi, akan dilaksanakan *capacity design*, dilanjutkan dengan pemeriksaan *drift* bangunan dan terakhir mengecek performa bangunan dengan *nonlinear time history analysis*.

Berbeda halnya dengan Skenario 2, setelah pemodelan dan pembebanan selesai dilakukan pada Program ETABS dan pengecekan *base shear* dilakukan, apabila syarat 25% tidak tercapai, maka gaya dalam SRPMK akan dikalikan dengan sebuah faktor seperti yang telah diperlihatkan pada Persamaan 1.1. Kemudian sama halnya seperti pada Skenario 1, akan

dilanjutkan dengan *capacity design*, pemeriksaan *drift* bangunan, dan *nonlinear time history analysis*.

3.3 Pembebanan Struktur

Berikut adalah pembebanan beban mati dan hidup yang diaplikasikan pada seluruh bangunan penelitian:

- Berat sendiri struktur baja 7850 kg/m³
- Berat sendiri struktur beton bertulang 2400 kg/m³
- Beban mati spesi 3 cm 63 kg/m²
- Beban mati penutup lantai 24 kg/m²
- Beban mati plafond 18 kg/m²
- Beban mati ducting 60 kg/m²
- Beban hidup lantai perkantoran 2.4 kN/m²
- Beban hidup atap 4.79 kN/m²

Berikut akan dijelaskan pembebanan respon spektrum pada Kota Jayapura dengan contoh bangunan 52J20-S1:

- $S_s = 1.5$ dan $S_1 = 0.6$
- Nilai koefisien situs $F_a = 0.9$ dan $F_v = 2.4$ (SNI 1726:2012 Tabel 4 dan Tabel 5)
- S_{MS} dan S_{M1} diperoleh melalui persamaan 3.1 dan persamaan 3.2 (SNI 1726:2012 Persamaan 5 dan Persamaan 6):

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.1)$$

$$S_{MS} = 0.9 \times 1.5$$

$$S_{MS} = 1.35$$

$$S_{M1} = F_a S_s \quad (3.2)$$

$$S_{M1} = 2.4 \times 0.6$$

$$S_{M1} = 1.44$$

- S_{DS} dan S_{D1} diperoleh melalui persamaan 3.3 dan persamaan 3.4 (SNI 1726:2012 Persamaan 7 dan Persamaan 8):

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 1.35$$

$$S_{DS} = 0.9$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 1.44$$

$$S_{D1} = 0.96$$

- T_0 dan T_S diperoleh melalui persamaan 3.5 dan persamaan 3.6 (SNI 1726:2012 Persamaan 7 dan Persamaan 8):

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.5)$$

$$T_0 = 0.2 \times \frac{0.96}{0.9}$$

$$T_0 = 0.213$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.6)$$

$$T_S = \frac{0.96}{0.9}$$

$$T_S = 1.067$$

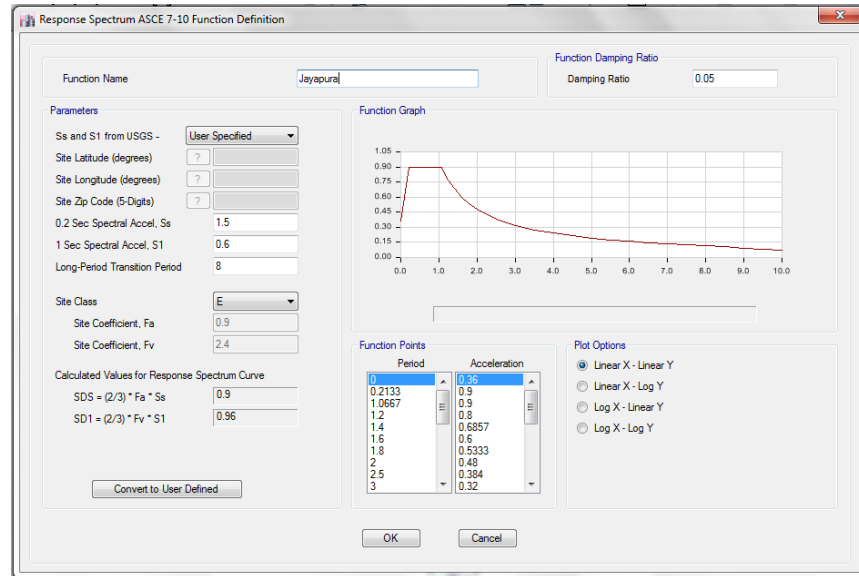
- Spektrum Respons Desain yang menunjukkan perioda struktur dan percepatan, $T-S_a$ dapat dibuat sesuai SNI 1726:2012 Pasal 6.4 dengan ketentuan sebagai berikut:

$$\circ \quad \text{Untuk } T < T_0 \quad \rightarrow \quad S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.7)$$

$$\circ \quad \text{Untuk } T_0 \leq T \leq T_S \quad \rightarrow \quad S_a = S_{DS} \quad (3.8)$$

$$\circ \quad \text{Untuk } T > T_S \quad \rightarrow \quad S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

- Dapat dilihat pada Gambar 3.3 Tampilan input dan output respon spektrum pada ETABS yang otomatis terilustrasikan sesuai dengan ASCE 7-10



Gambar 3.3 Tampilan Input dan Output Respon Spektrum pada ETABS

Gaya geser yang diakibatkan oleh respon spektrum harus lebih besar atau sama dengan 85% gaya geser yang terjadi melalui perhitungan statik ekivalen. Berikut adalah perhitungan persyaratan tersebut:

- Struktur bangunan adalah termasuk tipe D1 yaitu Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan (Rangka baja dengan bresing eksentris)
- $R = 8$; $\Omega_0 = 2.5$; $C_d = 4$ (SNI 1726:2012 Tabel 9)
- Periode bangunan yang didapat dari ETABS untuk T_x dan T_y adalah sama yaitu $T = 2.43$ detik
- Perhitungan T_a minimum dan T_a maksimum dapat dilihat pada Persamaan 3.10 dan Persamaan 3.11 dengan $C_u = 1.4$; $C_t = 0.0731$; $x = 0.75$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

$$T_{a \text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (3.10)$$

$$T_{a \text{ minimum}} = 0.0731 \times 80^{0.75}$$

$$T_{a \text{ minimum}} = 1.96$$

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (3.11)$$

$$T_{a \text{ maksimum}} = 1.4 \times 1.96$$

$$T_{a \text{ maksimum}} = 2.74$$

- Dari hasil perhitungan $T_{a \text{ minimum}}$ dan $T_{a \text{ maksimum}}$ didapatkan T terpakai adalah tetap yaitu $T = 2.43$ detik
- Perhitungan untuk C_s , $C_s \text{ minimum}$ dan $C_s \text{ maksimum}$ pada Persamaan 3.12 hingga Persamaan 3.15:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.12)$$

$$C_s = \frac{0.9}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_s = 0.11$$

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.13)$$

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{0.96}{2.43 \left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_{s \text{ maksimum}} = 0.05$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0.044 S_{DS} I_e \quad (3.14)$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0.044 \times 0.9 \times 1$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0.04$$

$$C_{s \text{ minimum}} = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.15)$$

$$C_{s \text{ minimum}} = \frac{0.5 \times 0.6}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0.04$$

- Dari hasil perhitungan di atas didapatkan C_s terpakai adalah $C_s \text{ maksimum}$ yaitu 0.05
- Perhitungan gaya geser statik ekuivalen pada persamaan 3.16:

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

$$V = 0.05 \times 156438.82$$

$$V = 7734.92 \text{ kN}$$

- Diperoleh dari ETABS bahwa gaya geser yang terjadi karena pembebanan respon spektrum adalah sebesar 6291.50 kN sedangkan 85% dari 7734.92 kN adalah 6574.68 kN. Maka dari itu, diperlukan adanya pembesaran (*scale factor*) untuk respon spektrum sebesar 1.045 (6574.68 kN / 6291.50 kN)

Di bawah ini telah disajikan Tabel 3.2 yang memuat kombinasi pembebanan yang digunakan pada perhitungan stuktur bangunan dengan nilai S_{Ds} sebesar 0.9 dan ρ sebesar 1.3:

Tabel 3.2 Kombinasi Pembebanan

Combo	D	L	EQX	EQY
Comb1	1.40	0.00	0.00	0.00
Comb2	1.20	1.60	0.00	0.00
Comb3	1.38	1.00	1.30	0.39
Comb4	1.38	1.00	-1.30	-0.39
Comb5	1.38	1.00	0.39	1.30
Comb6	1.38	1.00	-0.39	-1.30
Comb7	0.72	0.00	1.30	0.39
Comb8	0.72	0.00	-1.30	-0.39
Comb9	0.72	0.00	0.39	1.30
Comb10	0.72	0.00	-0.39	-1.30

3.4 Pemeriksaan Struktur Frame akibat 25% Gaya Lateral

Tabel 3.3 Tabel Reaksi Perletakkan akibat EQX

TABLE: Design Reactions 52J20-S1				
Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX
				kN
Base	1	2	EQX Max	84.2488
Base	3	15	EQX Max	642.2641
Base	7	28	EQX Max	645.8294
Base	9	41	EQX Max	648.1499
Base	13	54	EQX Max	644.3558
Base	15	67	EQX Max	46.9272
Base	27	119	EQX Max	42.7724
Base	29	314	EQX Max	96.0146
Base	31	470	EQX Max	95.3409
Base	33	106	EQX Max	52.4459
Base	35	93	EQX Max	52.0412
Base	37	80	EQX Max	41.7596
Base	65	132	EQX Max	41.2266
Base	67	457	EQX Max	93.2838
Base	69	327	EQX Max	92.7592
Base	71	145	EQX Max	51.0027
Base	73	158	EQX Max	50.3211
Base	75	171	EQX Max	40.0068
Base	87	275	EQX Max	40.0068
Base	89	288	EQX Max	50.3211
Base	91	301	EQX Max	51.0027
Base	93	340	EQX Max	92.7592
Base	95	444	EQX Max	93.2838
Base	97	184	EQX Max	41.2266
Base	113	236	EQX Max	41.7596
Base	115	249	EQX Max	52.0412
Base	117	262	EQX Max	52.4459
Base	119	431	EQX Max	95.3409
Base	121	353	EQX Max	96.0146
Base	123	197	EQX Max	42.7724
Base	135	210	EQX Max	46.9272
Base	137	392	EQX Max	644.3558
Base	141	379	EQX Max	648.1499
Base	143	405	EQX Max	645.8294
Base	147	418	EQX Max	642.2641
Base	149	366	EQX Max	84.2488
			TOTAL =	6921.5
			% SRPMK =	25.43

3.5 Pemeriksaan Drift Sturktur

Berikut adalah pemeriksaan drift yang terjadi pada sturktur dengan nilai $C_d = 4$, $I_e = 1$, $\rho = 1.3$ dan $\Delta_a = 0.02$ disajikan pada Tabel 3.4:

Tabel 3.4 Pemeriksaan Drift

Story	drift _{se}		drift _{se} C _d /I _e		$\Delta_{ijin} = \Delta_a/\rho$		check x	check y
	drift x max	drift y max	drift x C _d	drift y C _d	drift x ijin	drift y ijin		
20	0.001833	0.001835	0.00733	0.00734	0.01538	0.01538	OK	OK
19	0.002077	0.002078	0.00831	0.00831	0.01538	0.01538	OK	OK
18	0.002212	0.002213	0.00885	0.00885	0.01538	0.01538	OK	OK
17	0.002310	0.002311	0.00924	0.00924	0.01538	0.01538	OK	OK
16	0.002368	0.002369	0.00947	0.00948	0.01538	0.01538	OK	OK
15	0.002361	0.002362	0.00944	0.00945	0.01538	0.01538	OK	OK
14	0.002128	0.002128	0.00851	0.00851	0.01538	0.01538	OK	OK
13	0.002137	0.002137	0.00855	0.00855	0.01538	0.01538	OK	OK
12	0.002103	0.002104	0.00841	0.00842	0.01538	0.01538	OK	OK
11	0.002054	0.002055	0.00822	0.00822	0.01538	0.01538	OK	OK
10	0.001993	0.001993	0.00797	0.00797	0.01538	0.01538	OK	OK
9	0.001739	0.001739	0.00696	0.00696	0.01538	0.01538	OK	OK
8	0.001423	0.001424	0.00569	0.00570	0.01538	0.01538	OK	OK
7	0.001362	0.001362	0.00545	0.00545	0.01538	0.01538	OK	OK
6	0.001288	0.001289	0.00515	0.00516	0.01538	0.01538	OK	OK
5	0.001212	0.001213	0.00485	0.00485	0.01538	0.01538	OK	OK
4	0.001119	0.001119	0.00448	0.00448	0.01538	0.01538	OK	OK
3	0.001001	0.001001	0.00400	0.00400	0.01538	0.01538	OK	OK
2	0.000855	0.000856	0.00342	0.00342	0.01538	0.01538	OK	OK
1	0.000526	0.000527	0.00210	0.00211	0.01538	0.01538	OK	OK

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan terlihat bahwa tidak ada drift pada lantai 1 hingga 20 yang melampaui batas 0.01538 yang telah disyaratkan.

3.6 Perencanaan Desain Kapasitas

Contoh perhitungan akan menggunakan bangunan 52J20-S1 dengan penggunaan profil *Wide Flange (WF)* tertera pada Tabel 3.5 berikut:

Tabel 3.5 Penggunaan Profil Bangunan 52J20-S1

Lantai	B. Anak	B. Induk	Kolom*	Link**	Bresing
15-20	300X200X56.8	450X200X76	400X400X283	350X350X156	350X350X156
9-14	300X200X56.8	500X200X89.6	400X400X624	400X400X197	400X400X197
1-8	300X200X56.8	600X200X151.8	400X400X758	400X400X300	400X400X251

* Seluruh profil menggunakan BJ 37 (A36) fy 240 MPa Ry 1.5, kecuali kolom menggunakan BJ 55 (A992) fy 345 MPa Ry 1.1.

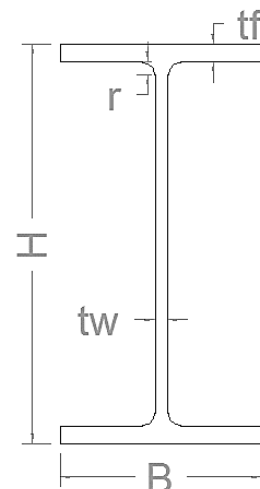
** Untuk seluruh bangunan, balok link dan balok di luar link adalah menggunakan jenis profil yang sama untuk alasan efisiensi perhitungan dan pelaksanaan

3.6.1 Perencanaan Balok

Dalam contoh perhitungan ini akan mencakup perhitungan seluruh balok induk maupun balok anak pada semua jenis bangunan. Hanya saja untuk bangunan S2, gaya dalam yang terjadi pada SRPMK akan dikalikan dengan *scale factor* yang dicantumkan pada halaman lampiran.

Tabel 3.6 Tabel Profil WF600X200X151.8

Balok Induk 52J20-S1 Lt.1 WF600X200X151.8			
H (mm)	688.1	ix (mm)	280
B (mm)	254.4	iy (mm)	54.7
tw (mm)	13.08	Sx 10 ³ (mm ³)	4400
tf (mm)	21.08	Sy 10 ³ (mm ³)	456
r (mm)	18	Zx 10 ³ (mm ³)	5030
Ag 10 ² mm ²	193.5	Zy 10 ³ (mm ³)	713
Ix 10 ⁴ mm ⁴	152000	J 10 ⁴ (mm ⁴)	57.29
Iy 10 ⁴ mm ⁴	5800	NIPPON STEEL A36	



- Perhitungan Kapasitas Lentur
- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 254.4}{21.08} = 6.03$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \times \sqrt{200000/240} = 10.97$$

$$\lambda_r = \sqrt{E/f_y} = \sqrt{200000/240} = 28.87$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ Kompak}$$

- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(688.1 - (2 \times (21.08 + 18)))}{13.08} = 46.63$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/f_y} = 3.76 \times \sqrt{200000/240} = 108.54$$

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{E/f_y} = 5.7 \times \sqrt{200000/240} = 164.54$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ Kompak}$$

- Pemeriksaan *HD Members* penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 254.4}{21.08} = 6.03$$

$$\lambda_{hd} = 0.3 \sqrt{E/f_y} = 0.3 \times \sqrt{200000/240} = 8.66$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \text{ Highly Ductile}$$

- Pemeriksaan *HD Members* penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(688.1 - (2 \times (21.08 + 18)))}{13.08} = 46.63$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} (1 - 0.93 C_a) = 62.5$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \text{ Highly Ductile}$$

- Perhitungan M_n karena pelelehan (M_p)

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 240 \times 5030000 = 1207.2 \text{ kNm}$$

- Perhitungan L_p

$$L_p = 1.76r_y\sqrt{E/f_y} = 2.8 \text{ m}$$

- Perhitungan L_r

$$c = 1 \text{ (Wide Flange)}$$

$$h_o = d - tf = 688.1 - 21.08 = 667.02 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 66.30 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{1.95r_{ts}E}{0.7f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 7.2 \text{ m}$$

- $L_b = 3 \text{ m}$; $L_p = 2.8 \text{ m}$; $L_r = 7.2 \text{ m}$

Maka, $L_p < L_b \leq L_r$

- Pengecekan $L_{b \max}$

$$L_{b \max} = \frac{0.086r_y E}{f_y} = 3.9 \text{ m} > L_b \text{ (OK)}$$

- Perhitungan M_n karena *Local Torsional Buckling (LTB)*

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.77$$

(Nilai C_b diperoleh dari Program ETABS)

$$M_n = C_b \left\{ M_p - (M_p - 0.7f_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right\} \leq M_p$$

$$M_n = 2099.1 \text{ kNm} \leq M_p$$

$$M_n = 1207.2 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 1086.48 \text{ kNm} > M_u = 370.5 \text{ kNm (OK)}$$

- Perhitungan kapasitas geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{688.1}{21.08} = 32.64 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

maka, $\phi_v = 1$ dan $C_v = 1$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6f_y A_w C_v$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 0.6 \times 240 \times 688.1 \times 13.08 \times 1 = 1296.05 \text{ kN}$$

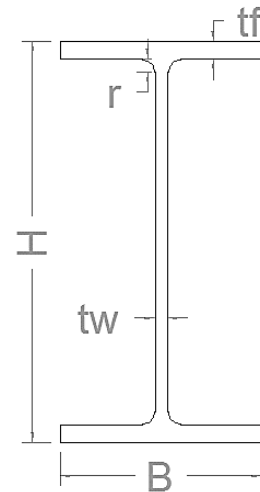
$$\phi_v V_n > V_u = 199.4 \text{ kN (OK)}$$

3.6.2 Perencanaan Kolom

Dalam contoh perhitungan ini akan mencakup perhitungan seluruh kolom SRPMK maupun kolom SRBE pada semua jenis bangunan. Hanya saja untuk bangunan S2, gaya dalam yang terjadi pada SRPMK akan dikalikan dengan *scale factor* yang dicantumkan pada halaman lampiran.

Tabel 3.7 Tabel Profil WF400X400X758

Kolom 52J20-S1 Lt.1 WF400X400X758			
H (mm)	508	ix (mm)	193
B (mm)	462	iy (mm)	114
tw (mm)	75	Sx 10 ³ (mm ³)	14100
tf (mm)	75	Sy 10 ³ (mm ³)	5390
r (mm)	22	Zx 10 ³ (mm ³)	17500
Ag 10 ² mm ²	965.7	Zy 10 ³ (mm ³)	8530
Ix 10 ⁴ mm ⁴	358000	J 10 ⁴ (mm ⁴)	19083
Iy 10 ⁴ mm ⁴	125000	NIPPON STEEL A992	



- Perhitungan Kapasitas Tekan
- Pemeriksaan kelangsingan penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 462}{75} = 3.08$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{E/f_y} = 0.56 \times \sqrt{200000/345} = 13.48$$

$$\lambda < \lambda_r \text{ non langsing}$$

- Pemeriksaan kelangsingan penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(508 - (2 \times (75 + 22)))}{75} = 4.19$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{E/f_y} = 1.49 \times \sqrt{200000/345} = 35.87$$

$$\lambda < \lambda_r \text{ non langsing}$$

- Pemeriksaan *HD Members* penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 462}{75} = 3.08$$

$$\lambda_{hd} = 0.3 \sqrt{E/f_y} = 0.3 \times \sqrt{200000/345} = 7.22$$

$$\lambda < \lambda_{hd} \text{ Highly Ductile}$$

- Pemeriksaan *HD Members* penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(508 - (2 \times (75 + 22)))}{75} = 4.19$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{19212.5}{24491.5} = 0.784 > 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{f_y}} (2.93 - C_a) = 39.79$$

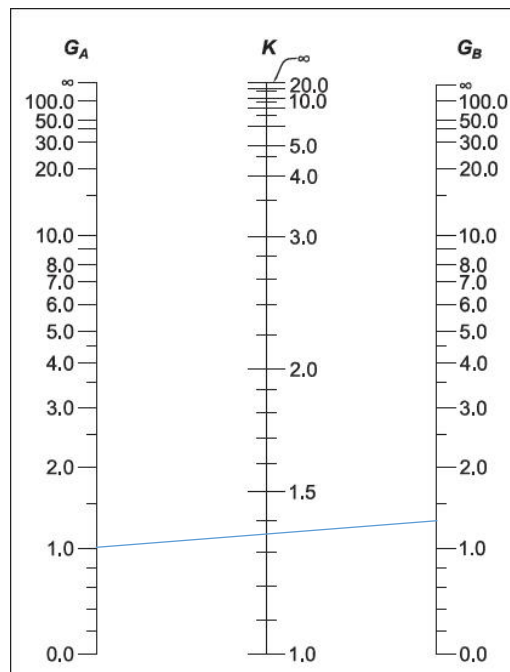
$$\lambda < \lambda_{hd} \text{ Highly Ductile}$$

- Perhitungan faktor panjang efektif (k)

$$G_A = 1 \text{ (Jepit)}$$

$$G_B = \frac{\Sigma \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\Sigma \left(\frac{I_b}{L_b} \right)} = \frac{2 \times \left(\frac{125000 \times 10^4}{4000} \right)}{2 \times \left(\frac{152000 \times 10^4}{6000} \right)} = 1.23$$

$$k_y = 1.35$$



- Perhitungan F_e untuk tekuk elastis (FB)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_y L}{r_y}\right)^2} = 879.7 \text{ MPa}$$

- Perhitungan F_e untuk torsi lentur (FTB)

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

$G = \text{Modulus Elastis Geser Baja } 77200 \text{ MPa}$

$$F_e = \left\{ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + GJ \right\} \frac{1}{I_x + I_y} = 3871.2 \text{ MPa}$$

- Perhitungan F_{cr}

Diambil F_e yang menentukan adalah 879.7 MPa

$$\frac{k_y L}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{E/f_y}$$

$$47.37 \leq 113.40$$

$$F_{cr} = 0.658^{F_e/f_y} f_y = 292.77 \text{ MPa}$$

- Perhitungan $\phi_c P_n$

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

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 292.77 \times 95770$$

$$\phi_c P_n = 25445.9 \text{ kN} > P_u = 19212.5 \text{ kN (OK)}$$

- Perhitungan Kapasitas Lentur X

- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{0.5 \times 462}{75} = 3.08$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \times \sqrt{200000/345} = 9.15$$

$$\lambda_r = \sqrt{E/f_y} = \sqrt{200000/345} = 24.08$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ Kompak}$$

- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{(508 - (2 \times (75 + 22)))}{75} = 4.19$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/f_y} = 3.76 \times \sqrt{200000/345} = 90.53$$

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{E/f_y} = 5.7 \times \sqrt{200000/345} = 137.24$$

$\lambda < \lambda_p$ Kompak

- Perhitungan M_n karena pelepasan (M_p)

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 345 \times 17500000 = 6037.5 \text{ kNm}$$

- Perhitungan L_p

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/f_y} = 4.8 \text{ m}$$

- Perhitungan L_r

$c = 1$ (Wide Flange)

$$h_o = d - tf = 508 - 75 = 433 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 138.54 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{1.95 r_{ts} E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 21.3 \text{ m}$$

- $L_b = 4 \text{ m}$; $L_p = 4.8 \text{ m}$; $L_r = 21.3 \text{ m}$

Maka, $L_b < L_p$

- Perhitungan M_n karena *Local Torsional Buckling (LTB)*

$$M_n = M_p = 6037.5 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 977.832 \text{ kNm} > M_u = 0 \text{ kNm (OK)}$$

- Perhitungan Kapasitas Lentur Y
- Perhitungan M_n karena pelepasan (M_p)

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n = M_p = 345 \times 8530000 = 2942.85 \text{ kNm}$$

- Perhitungan L_p

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/f_y} = 4.8 \text{ m}$$

- Perhitungan L_r

$$c = 1 \text{ (Wide Flange)}$$

$$h_o = d - tf = 508 - 75 = 433 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 138.54 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{1.95r_{ts}E}{0.7f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 21.3 \text{ m}$$

- $L_b = 4 \text{ m}$; $L_p = 4.8 \text{ m}$; $L_r = 21.3 \text{ m}$

Maka, $L_b < L_p$

- Perhitungan M_n karena *Local Torsional Buckling (LTB)*

$$M_n = M_p = 2942.85 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 2648.6 \text{ kNm} > M_u = 0 \text{ kNm (OK)}$$

M_u yang terjadi adalah 0 pada arah X dan Y dikarenakan kombinasi beban yang dominan adalah kombinasi beban dengan faktor kuat lebih (*overstrength*).

- Perhitungan Interaksi PMM

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{19212.5}{25445.9} = 0.755 \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

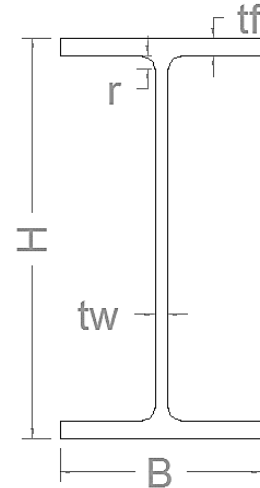
$$0.755 \leq 1 \text{ (OK)}$$

3.6.3 Perencanaan Balok Link

Dalam contoh perhitungan ini akan mencakup perhitungan seluruh balok link SRBE pada semua jenis bangunan.

Tabel 3.8 Tabel Profil WF400X400X300

B. Link 52J20-S1 Lt.1 WF400X400X300			
H (mm)	428	ix (mm)	179
B (mm)	412	iy (mm)	103
tw (mm)	25	Sx 10 ³ (mm ³)	5720
tf (mm)	35	Sy 10 ³ (mm ³)	1980
r (mm)	22	Zx 10 ³ (mm ³)	6540
Ag 10 ² mm ²	382.1	Zy 10 ³ (mm ³)	3030
Ix 10 ⁴ mm ⁴	122000	J 10 ⁴ (mm ⁴)	1382.32
Iy 10 ⁴ mm ⁴	40900	NIPPON STEEL A36	



- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 412}{35} = 5.89$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \times \sqrt{200000/240} = 10.97$$

$$\lambda_r = \sqrt{E/f_y} = \sqrt{200000/240} = 28.87$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ Kompak}$$

- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(428 - (2 \times (35 + 22)))}{25} = 12.56$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/f_y} = 3.76 \times \sqrt{200000/240} = 108.54$$

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{E/f_y} = 5.7 \times \sqrt{200000/240} = 164.54$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ Kompak}$$

- Pemeriksaan *MD Members* penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 412}{35} = 5.89$$

$$\lambda_{md} = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \times \sqrt{200000/240} = 10.97$$

$\lambda < \lambda_{md}$ Moderately Ductile

- Pemeriksaan *HD Members* penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(428 - (2 \times (35 + 22)))}{25} = 12.56$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{165.4}{8253.36} = 0.02 < 0.125$$

$$\lambda_{hd} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} (1 - 0.93 C_a) = 69.41$$

$\lambda < \lambda_{hd}$ Highly Ductile

- Perhitungan V_n karena pelemahan geser

$$P_r = P_u = 165.4 \text{ kN}$$

$$P_c = P_y = f_y A_g = 240 \times 38210 = 9170.4 \text{ kN}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{165.4}{9170.4} = 0.018 \leq 0.15$$

$$A_{lw} = (d - 2tf)tw = 8950 \text{ mm}^2$$

$$V_n = V_p = 0.6 f_y A_{lw} = 1288.8 \text{ kN}$$

- Perhitungan V_n karena pelemahan lentur

$$e = \text{panjang link} = 750 \text{ mm}$$

$$M_p = f_y Z = 1569.6 \text{ kNm}$$

$$V_n = \frac{2M_p}{e} = 4185.6 \text{ kN}$$

- Dari kedua nilai V_n akan digunakan nilai yang terendah yang menjadi kapasitas geser link yaitu $V_n = 1288.8 \text{ kN}$ karena pelemahan geser

$$\phi_v = 0.9$$

$$\phi_v V_n = 1159.9 \text{ kN} < V_u = 991.5 \text{ kN (OK)}$$

- Pengecekan rotasi link

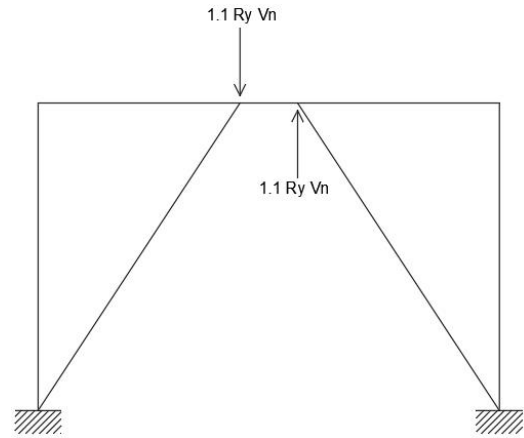
$$\text{Rotasi link terjadi} = 0.017 \text{ rad}$$

$$\frac{1.6M_p}{V_p} = 1.95 \text{ m} \rightarrow \text{Limit rotasi} = 0.08 > 0.017 \text{ (OK)}$$

3.6.4 Perencanaan Balok Luar Link

Dalam contoh perhitungan ini akan mencakup perhitungan seluruh balok luar link SRBE pada semua jenis bangunan.

Mengacu pada AISC 341-10, perhitungan balok luar link harus memperhitungkan gaya geser tambahan yang diakibatkan oleh link sebesar $1.25R_yV_n$ (dijinkan untuk direduksi sebesar 0.88 kalinya untuk balok luar link menjadi $1.1R_yV_n$). Sesuai dengan apa yang tercantum dalam Manual Desain Struktur Baja ETABS v16.0.0 AISC

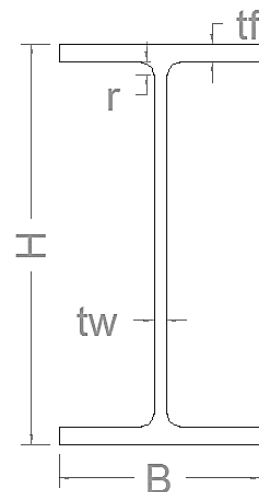


Gambar 3.4 Pembebanan SRBE (Balok Luar Link)

360-10 Bab 4.9.8 bahwa gaya $1.25R_yV_n$ yang selanjutnya disebut Q_1 akan diaplikasikan pada ujung-ujung balok link dan akan bertindak sebagai pengganti E (gaya gempa) dalam setiap kombinasi pembebanan yang memuat efek gaya gempa.

Tabel 3.9 Tabel Profil WF400X400X300

B. Luar Link 52J20-S1 Lt.1 WF400X400X300			
H (mm)	428	ix (mm)	179
B (mm)	412	iy (mm)	103
tw (mm)	25	Sx 10 ³ (mm ³)	5720
tf (mm)	35	Sy 10 ³ (mm ³)	1980
r (mm)	22	Zx 10 ³ (mm ³)	6540
Ag 10 ² mm ²	382.1	Zy 10 ³ (mm ³)	3030
Ix 10 ⁴ mm ⁴	122000	J 10 ⁴ (mm ⁴)	1382.32
Iy 10 ⁴ mm ⁴	40900	NIPPON STEEL A36	



- Perhitungan Kapasitas Tekan

- Pemeriksaan kelangsingan penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 412}{35} = 5.89$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{E/f_y} = 0.56 \times \sqrt{200000/240} = 16.17$$

$$\lambda < \lambda_r \text{ non langsing}$$

- Pemeriksaan kelangsingan penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(428 - (2 \times (35 + 22)))}{25} = 12.56$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{E/f_y} = 1.49 \times \sqrt{200000/240} = 43.01$$

$$\lambda < \lambda_r \text{ non langsing}$$

- Pemeriksaan *MD Members* penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 412}{35} = 5.89$$

$$\lambda_{md} = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \times \sqrt{200000/240} = 10.97$$

$$\lambda < \lambda_{md} \text{ Moderately Ductile}$$

- Pemeriksaan *MD Members* penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(428 - (2 \times (35 + 22)))}{25} = 12.56$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{1095.2}{7904.6} = 0.139 > 0.125$$

$$\lambda_{md} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} (2.33 - C_a) = 70.9$$

$$\lambda < \lambda_{md} \text{ Moderately Ductile}$$

- Perhitungan faktor panjang efektif (k)

Sesuai dengan AISC 341-10 Pasal F3.6b bahwa sambungan balok luar link ke kolom adalah *simple connection* maka k diambil sebesar 1.

- Perhitungan F_e untuk tekuk elastis (FB)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_y L}{r_y}\right)^2} = 2326.8 \text{ MPa}$$

- Perhitungan F_e untuk torsi lentur (FTB)

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

$G = \text{Modulus Elastis Geser Baja } 77200 \text{ MPa}$

$$F_e = \left\{ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + GJ \right\} \frac{1}{I_x + I_y} = 2781.3 \text{ MPa}$$

- Perhitungan F_{cr}

Diambil F_e yang menentukan adalah 2326.8 MPa

$$\frac{k_y L}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{E/f_y}$$

$$25.49 \leq 135.97$$

$$F_{cr} = 0.658^{F_e/f_y} f_y = 229.86 \text{ MPa}$$

- Perhitungan $\phi_c P_n$

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

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 229.86 \times 38210$$

$$\phi_c P_n = 7904.66 \text{ kN} > P_u = 1095.2 \text{ kN (OK)}$$

- Perhitungan Kapasitas Lentur X

- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{0.5 \times 412}{35} = 5.89$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \times \sqrt{200000/240} = 10.97$$

$$\lambda_r = \sqrt{E/f_y} = \sqrt{200000/240} = 28.87$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ Kompak}$$

- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{(428 - (2 \times (35 + 22)))}{25} = 12.56$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/f_y} = 3.76 \times \sqrt{200000/240} = 108.54$$

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{E/f_y} = 5.7 \times \sqrt{200000/240} = 164.54$$

$\lambda < \lambda_p$ Kompak

- Perhitungan M_n karena pelepasan (M_p)

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 240 \times 6540000 = 1569.6 \text{ kNm}$$

- Perhitungan L_p

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/f_y} = 5.2 \text{ m}$$

- Perhitungan L_r

$c = 1$ (Wide Flange)

$$h_o = d - tf = 428 - 35 = 393 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 118.53 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{1.95 r_{ts} E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 14.7 \text{ m}$$

- $L_b = 2.625 \text{ m}$; $L_p = 5.2 \text{ m}$; $L_r = 14.7 \text{ m}$

Maka, $L_b < L_p$

- Perhitungan M_n karena *Local Torsional Buckling (LTB)*

$$M_n = M_p = 1569.6 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 1412.6 \text{ kNm} > M_u = 690.7 \text{ kNm (OK)}$$

- Perhitungan Kapasitas Lentur Y

- Perhitungan M_n karena pelepasan (M_p)

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n = M_p = 240 \times 3030000 = 727.2 \text{ kNm}$$

- Perhitungan L_p

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/f_y} = 5.2 \text{ m}$$

- Perhitungan L_r

$$c = 1 \text{ (Wide Flange)}$$

$$h_o = d - tf = 428 - 35 = 393 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 118.53 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{1.95r_{ts}E}{0.7f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 14.7 \text{ m}$$

- $L_b = 3 \text{ m}$; $L_p = 4.8 \text{ m}$; $L_r = 14.7 \text{ m}$

Maka, $L_b < L_p$

- Perhitungan M_n karena *Local Torsional Buckling (LTB)*

$$M_n = M_p = 727.2 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 654.5 \text{ kNm} > M_u = 8.3 \text{ kNm (OK)}$$

- Perhitungan Interaksi PMM

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1095.2}{7904.6} = 0.139 < 0.2$$

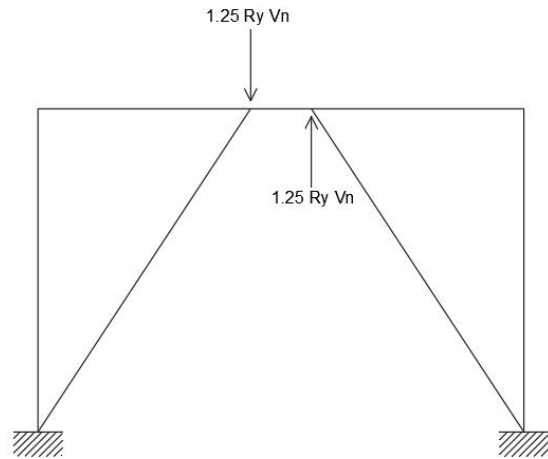
$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1$$

$$0.570 \leq 1 \text{ (OK)}$$

3.6.5 Perencanaan Bresing

Dalam contoh perhitungan ini akan mencakup perhitungan seluruh bresing SRBE pada semua jenis bangunan.

Mengacu pada AISC 341-10, perhitungan bresing harus memperhitungkan gaya geser tambahan yang diakibatkan oleh link sebesar $1.25R_yV_n$. Sesuai dengan apa yang tercantum dalam Manual Desain Struktur Baja ETABS v16.0.0 AISC 360-10 Bab 4.9.8 bahwa gaya $1.25R_yV_n$

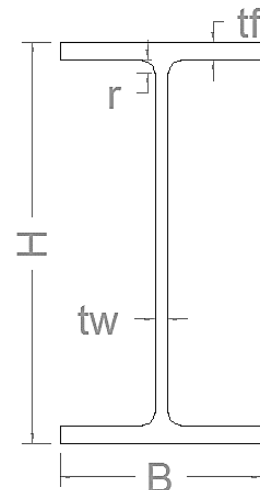


Gambar 3.5 Pembebanan SRBE (Bresing)

yang selanjutnya disebut Q_1 akan diaplikasikan pada ujung-ujung balok link dan akan bertindak sebagai pengganti E (gaya gempa) dalam setiap kombinasi pembebanan yang memuat efek gaya gempa.

Tabel 3.10 Tabel Profil WF400X400X251

Bresing 52J20-S1 Lt.1 WF400X400X251			
H (mm)	418	ix (mm)	178
B (mm)	407	iy (mm)	103
tw (mm)	20	Sx 10 ³ (mm ³)	4830
tf (mm)	30	Sy 10 ³ (mm ³)	1660
r (mm)	22	Zx 10 ³ (mm ³)	5450
Ag 10 ² mm ²	320	Zy 10 ³ (mm ³)	2530
Ix 10 ⁴ mm ⁴	101000	J 10 ⁴ (mm ⁴)	836.07
Iy 10 ⁴ mm ⁴	33700	NIPPON STEEL A36	



- Perhitungan Kapasitas Tekan
- Pemeriksaan kelangsingan penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 407}{30} = 6.78$$

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{E/f_y} = 0.56 \times \sqrt{200000/240} = 16.17$$

$$\lambda < \lambda_r \text{ non langsing}$$

- Pemeriksaan kelangsingan penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(418 - (2 \times (30 + 22)))}{20} = 15.7$$

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{E/f_y} = 1.49 \times \sqrt{200000/240} = 43.01$$

$$\lambda < \lambda_r \text{ non langsing}$$

- Pemeriksaan MD Members penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{tf} = \frac{0.5 \times 407}{30} = 6.78$$

$$\lambda_{md} = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \times \sqrt{200000/240} = 10.97$$

$$\lambda < \lambda_{md} \text{ Moderately Ductile}$$

- Pemeriksaan MD Members penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{(418 - (2 \times (30 + 22)))}{20} = 15.7$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{3280.8}{8485.2} = 0.387 > 0.125$$

$$\lambda_{md} = 1.12 \frac{\sqrt{E}}{\sqrt{f_y}} (2.33 - C_a) = 62.8$$

$$\lambda < \lambda_{md} \text{ Moderately Ductile}$$

- Perhitungan faktor panjang efektif (k)

Diambil nilai k adalah 1 sesuai dengan AISC 360-10 Tabel C-A-7.1 p.511 Pemodelan (c)

- Perhitungan Fe untuk tekuk elastis (FB)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{k_y L}{r_y}\right)^2} = 914.8 \text{ MPa}$$

- Perhitungan F_e untuk torsi lentur (FTB)

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$$

$G = \text{Modulus Elastis Geser Baja } 77200 \text{ MPa}$

$$F_e = \left\{ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L)^2} + GJ \right\} \frac{1}{I_x + I_y} = 1291.1 \text{ MPa}$$

- Perhitungan F_{cr}

Diambil F_e yang menentukan adalah 914.8 MPa

$$\frac{k_y L}{r_y} \leq 4.71 \sqrt{E/f_y}$$

$$46.45 \leq 135.97$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{f_y}{F_e} f_y = 294.6 \text{ MPa}$$

- Perhitungan $\phi_c P_n$

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

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 294.6 \times 32000$$

$$\phi_c P_n = 8485.2 \text{ kN} > P_u = 3280.8 \text{ kN (OK)}$$

- Perhitungan Kapasitas Lentur X

- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian sayap

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{0.5 \times 407}{30} = 6.78$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/f_y} = 0.38 \times \sqrt{200000/240} = 10.97$$

$$\lambda_r = \sqrt{E/f_y} = \sqrt{200000/240} = 28.87$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ Kompak}$$

- Pemeriksaan kekompakan penampang bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{(418 - (2 \times (30 + 22)))}{20} = 15.7$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/f_y} = 3.76 \times \sqrt{200000/240} = 108.54$$

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{E/f_y} = 5.7 \times \sqrt{200000/240} = 164.54$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ Kompak}$$

- Perhitungan M_n karena pelemahan (M_p)

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = 240 \times 5450000 = 1308 \text{ kNm}$$

- Perhitungan L_p

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/f_y} = 5.2 \text{ m}$$

- Perhitungan L_r

$$c = 1 \text{ (Wide Flange)}$$

$$h_o = d - tf = 418 - 30 = 388 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 116.34 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{1.95 r_{ts} E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 13.9 \text{ m}$$

- $L_b = 4.7844 \text{ m}$; $L_p = 5.2 \text{ m}$; $L_r = 13.9 \text{ m}$

Maka, $L_b < L_p$

- Perhitungan M_n karena *Local Torsional Buckling (LTB)*

$$M_n = M_p = 1308 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 1177.2 \text{ kNm} > M_u = 329.5 \text{ kNm (OK)}$$

- Perhitungan Kapasitas Lentur Y

- Perhitungan M_n karena pelemahan (M_p)

$$M_n = M_p = F_y Z_y$$

$$M_n = M_p = 240 \times 2530000 = 607.2 \text{ kNm}$$

- Perhitungan L_p

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/f_y} = 5.2 \text{ m}$$

- Perhitungan L_r

$$c = 1 \text{ (Wide Flange)}$$

$$h_o = d - tf = 428 - 35 = 393 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_o}{2S_x}} = 118.53 \text{ mm}$$

$$L_r = \frac{1.95 r_{ts} E}{0.7 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 13.9 \text{ m}$$

- $L_b = 4.7844 \text{ m}$; $L_p = 5.2 \text{ m}$; $L_r = 13.9 \text{ m}$

Maka, $L_b < L_p$

- Perhitungan M_n karena *Local Torsional Buckling (LTB)*

$$M_n = M_p = 607.2 \text{ kNm}$$

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 546.5 \text{ kNm} > M_u = 151.3 \text{ kNm (OK)}$$

- Perhitungan Interaksi PMM

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{3280.8}{8485.2} = 0.387 \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

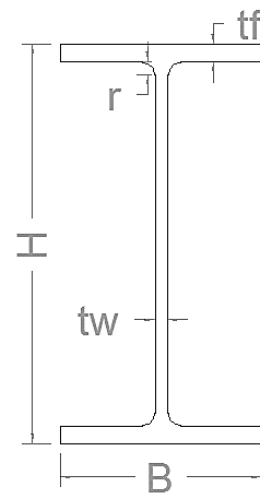
$$0.880 \leq 1 \text{ (OK)}$$

3.6.6 Perencanaan SRPMK terhadap *Strong Column Weak Beam*

Dalam contoh perhitungan ini akan mencakup perhitungan seluruh joint SRPMK terhadap syarat *Strong Colum Weak Beam (SC/WB)* pada semua jenis bangunan. Setiap joint balok-kolom akan diperiksa terhadap arah X maupun Y dengan metode perhitungan yang sama. Contoh perhitungan ini akan menjelaskan cara perhitungan SC/WB pada salah satu kolom lantai 1 52J20-S1.

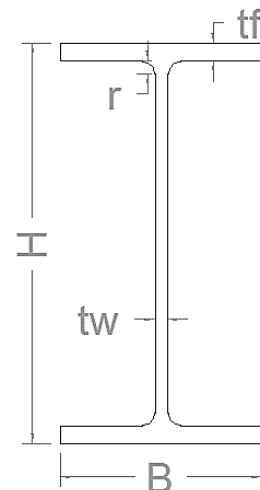
Tabel 3.11 Tabel Profil WF400X400X758

Kolom 52J20-S1 Lt.1 & 2 WF400X400X758			
H (mm)	508	ix (mm)	193
B (mm)	462	iy (mm)	114
tw (mm)	75	Sx 10 ³ (mm ³)	14100
tf (mm)	75	Sy 10 ³ (mm ³)	5390
r (mm)	22	Zx 10 ³ (mm ³)	17500
Ag 10 ² mm ²	965.7	Zy 10 ³ (mm ³)	8530
Ix 10 ⁴ mm ⁴	358000	J 10 ⁴ (mm ⁴)	19083
Iy 10 ⁴ mm ⁴	125000	NIPPON STEEL A992	



Tabel 3.12 Tabel Profil WF600X200X151.8

Balok Induk 52J20-S1 Lt.1 WF600X200X151.8			
H (mm)	688.1	ix (mm)	280
B (mm)	254.4	iy (mm)	54.7
tw (mm)	13.08	Sx 10 ³ (mm ³)	4400
tf (mm)	21.08	Sy 10 ³ (mm ³)	456
r (mm)	18	Zx 10 ³ (mm ³)	5030
Ag 10 ² mm ²	193.5	Zy 10 ³ (mm ³)	713
Ix 10 ⁴ mm ⁴	152000	J 10 ⁴ (mm ⁴)	57.29
Iy 10 ⁴ mm ⁴	5800	NIPPON STEEL A36	



- Gaya luar terjadi pada kolom & balok arah X

$$P_u \text{ Lantai 1} = 7512.3 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ Lantai 2} = 7130.4 \text{ kN}$$

$$V_{\text{kiri balok}} = 128.1 \text{ kN}$$

$$V_{\text{kanan balok}} = 119.5 \text{ kN}$$

- Perhitungan ΣM^*_{pc}

$$\Sigma M^*_{pc} = \Sigma Z_c \left(f_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\Sigma M^*_{pc} = \left(17500000 \left(345 - \frac{7512300}{96570} \right) \right) +$$

$$\left(17500000 \left(345 - \frac{7130400}{96570} \right) \right)$$

$$\Sigma M^*_{pc} = 9421505390 \text{ Nmm}$$

- Perhitungan ΣM^*_{pb}

$$M_{pr \text{ balok}} = 1.1 \cdot 1.5 \cdot f_y \cdot Z_x$$

$$M_{pr \text{ balok}} = 1.1 \times 1.5 \times 240 \times 5030000$$

$$M_{pr \text{ balok}} = 1991880000 \text{ Nmm}$$

$$V_{pr} = 2M_{pr \text{ balok}} / L_{\text{netto}}$$

$$V_{pr} = 2 * \frac{1991880000}{(6000 - 508)}$$

$$V_{pr} = 725375.091 \text{ N}$$

$$M_{uv} = [(V_{pr} - V_{\text{kiri}}) + (V_{pr} + V_{\text{kanan}})] \cdot s$$

$$M_{uv} = [(725375.091 - 128100) + (725375.091 + 119500)] \times (0.5 \times 508)$$

$$M_{uv} = 366306146.2 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma M^*_{pb} = \Sigma (1.1 R_y F_{yb} Z_b) + M_{uv}$$

$$\Sigma M^*_{pb} = 2(1.1 \times 1.5 \times 240 \times 5030000) + 366306146.2$$

$$\Sigma M^*_{pb} = 4725138594 \text{ Nmm}$$

- Perhitungan SC/WB arah X

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}} > 1.0$$

$$\frac{9421505390}{4725138594} = 1.994 > 1 \text{ (OK)}$$

- Gaya luar terjadi pada kolom & balok arah Y

$$P_u \text{ Lantai 1} = 7512.3 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ Lantai 2} = 7130.4 \text{ kN}$$

$$V_{kiri \text{ balok}} = 150.8 \text{ kN}$$

$$V_{kanan \text{ balok}} = 167.5 \text{ kN}$$

- Perhitungan ΣM^*_{pc}

$$\Sigma M^*_{pc} = \Sigma Z_c \left(f_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\Sigma M^*_{pc} = \left(8530000 \left(345 - \frac{7512300}{96570} \right) \right) +$$

$$\left(8530000 \left(345 - \frac{7130400}{96570} \right) \right)$$

$$\Sigma M^*_{pc} = 4592310913 \text{ Nmm}$$

- Perhitungan ΣM^*_{pb}

$$M_{pr \text{ balok}} = 1.1 \cdot 1.5 \cdot f_y \cdot Z_x$$

$$M_{pr \text{ balok}} = 1.1 \times 1.5 \times 240 \times 5030000$$

$$M_{pr \text{ balok}} = 1991880000 \text{ Nmm}$$

$$V_{pr} = 2M_{pr \text{ balok}} / L_{netto}$$

$$V_{pr} = 2 * \frac{1991880000}{(6000 - 0.5 \times 508 - 0.5 \times 75)}$$

$$V_{pr} = 697864.59 \text{ N}$$

$$M_{uv} = [(V_{pr} - V_{kiri}) + (V_{pr} + V_{kanan})] \cdot s$$

$$M_{uv} = [(697864.59 - 150800) + (697864.59 + 167500)] \times (0.5 \times 75)$$

$$M_{uv} = 52966094.25 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma M^*_{pb} = \Sigma (1.1 R_y F_{yb} Z_b) + M_{uv}$$

$$\Sigma M^*_{pb} = 2(1.1 \times 1.5 \times 240 \times 5030000) + 52966094.25$$

$$\Sigma M^*_{pb} = 4087184286 \text{ Nmm}$$

- Perhitungan SC/WB arah Y

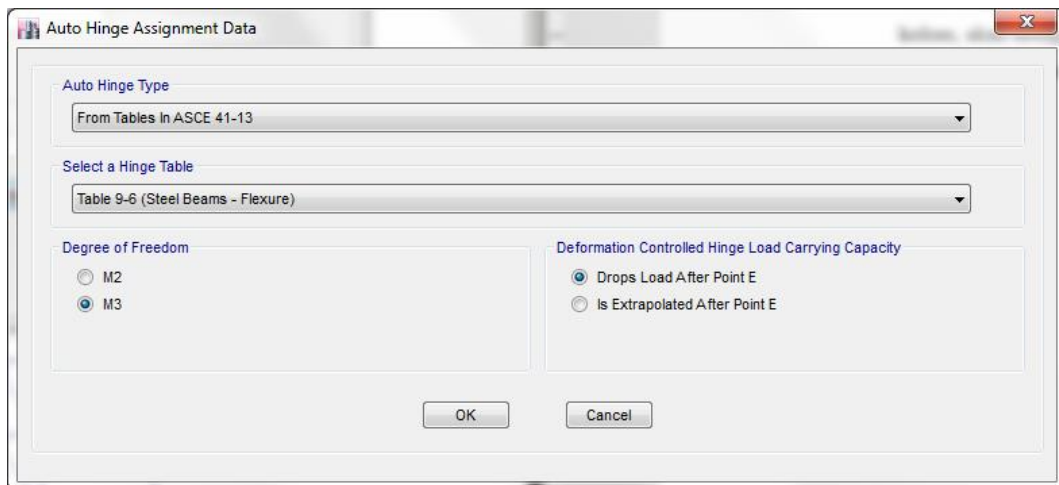
$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}} > 1.0$$

$$\frac{4592310913}{4087184286} = 1.120 > 1 \text{ (OK)}$$

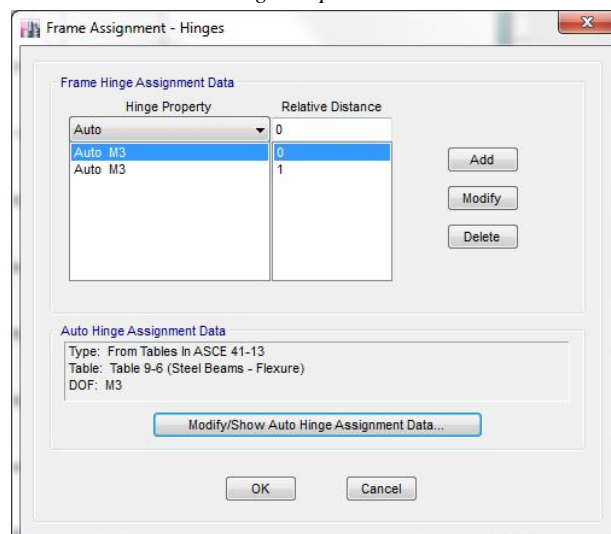
3.7 Nonlinear Time History Analysis

Nonlinear Time History Analysis dilakukan dengan menggunakan program ETABS v16.0.0 dan seluruhnya mengacu pada ASCE 41-13. Langkah pertama adalah dengan menginputkan *Hinge Properties* yang dibedakan menjadi beberapa kelompok yakni balok, kolom, balok luar link, balok link, dan bresing. Secara garis besar, *hinge properties* untuk SRPMK, yaitu balok dan kolom, dan juga bresing beserta balok luar link akan menggunakan fasilitas *auto* yang telah disediakan oleh program. Tetapi, input manual akan dibutuhkan untuk balok link SRBE.

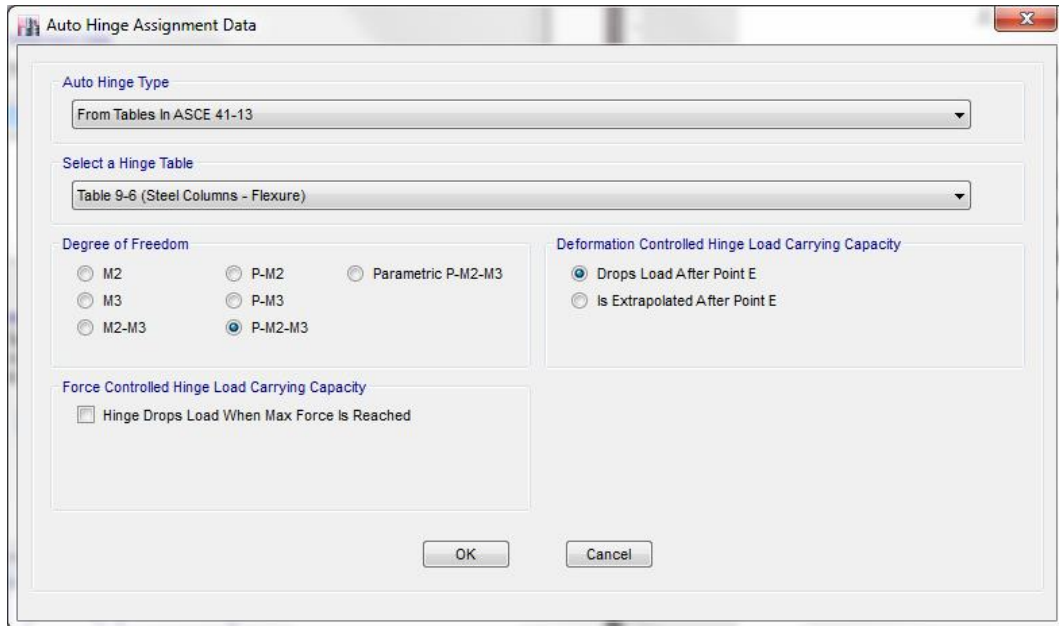
Berikut adalah langkah penginputan *auto hinge properties* untuk balok dan kolom SRPMK, pada Gambar 3.6 hingga Gambar 3.9.



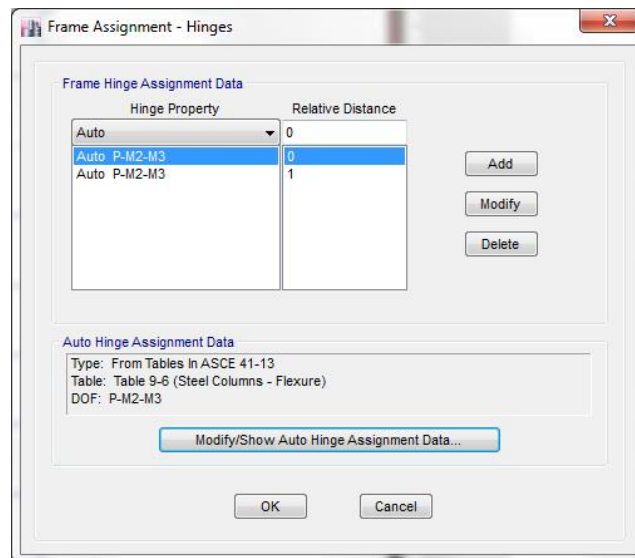
Gambar 3.6 *Auto Hinge Properties* untuk balok SRPMK



Gambar 3.7 *Relative Distance* untuk balok SRMK



Gambar 3.8 Auto Hinge Properties untuk kolom SRPMK



Gambar 3.9 Relative Distance untuk kolom SRPMK

Digunakan *Relative Distance* sebesar 0 dan 1 dikarenakan pada modeling bangunan telah digunakan *end length offset factor* sebesar 1 (untuk struktur baja sesuai dengan Manual Program ETABS) yang bertindak sebagai daerah kekakuan joint balok dan kolom. Sehingga sendi plastis akan secara otomatis mengikuti jarak *end length offset* yang sebelumnya telah ditentukan.

Sesuai dengan ketentuan AISC 341-10 pada bab *EBF*, balok luar link dan bresing haruslah didesain sebagai *beam-column*. Maka dari itu, *hinge properties* yang digunakan adalah sama dengan kolom SRPMK yang

merupakan Auto P-M2-M3. Akan tetapi balok link telah memiliki kekentuan tersendiri yang diatur pada ASCE 41-13 pada *Table 9-6* halaman 155. Balok link yang digunakan termasuk dalam kekentuan $e \leq 1.6 M_{CE} / V_{CE}$. Berikut adalah *Table 9-6* halaman 155 yang disajikan pada Gambar 3.10.

Table 9-6. (Continued)

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
b. Weld failure or tension failure on gross section of plate	0.012	0.018	0.800	0.003	0.010	0.015
Bolted End Plate						
a. Yield of end plate	0.042	0.042	0.800	0.010	0.035	0.035
b. Yield of bolts	0.018	0.024	0.800	0.008	0.020	0.020
c. Failure of weld	0.012	0.018	0.800	0.003	0.015	0.015
Composite Top Clip Angle Bottom^b						
a. Failure of deck reinforcement	0.018	0.035	0.800	0.005	0.020	0.030
b. Local flange yielding and web crippling of column	0.036	0.042	0.400	0.008	0.025	0.035
c. Yield of bottom flange angle	0.036	0.042	0.200	0.008	0.025	0.035
d. Tensile yield of rivets or bolts at column flange	0.015	0.022	0.800	0.005	0.013	0.018
e. Shear yield of beam-flange connection	0.022	0.027	0.200	0.005	0.018	0.023
Shear connection with slab ^b	0.029– 0.00020d _{bg}	0.15–0.0036d _{bg}	0.400	0.014– 0.00010d _{bg}	0.1125–0.0027d _{bg}	0.15–0.0036d _{bg}
Shear connection without slab ^b	0.15–0.0036d _{bg}	0.15–0.0036d _{bg}	0.400	0.075–0.0018d _{bg}	0.1125–0.0027d _{bg}	0.15–0.0036d _{bg}
EBF Link Beam^{ik}						
a. $e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	0.15	0.17	0.8	0.005	0.14	0.16
b. $e \geq \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Same as for beams					
c. $\frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Linear interpolation shall be used					
Steel Plate Shear Walls ^l	140 _y	160 _y	0.7	0.50 _y	130 _y	150 _y

Gambar 3.10 Table 9-6 Halaman 155 ASCE 41-13

Besar nilai yang tersedia merupakan *Plastic Rotation Angle*. Padahal link didesain berdasarkan *Deformation Controlled (Ductile)* sehingga diperlukan nilai *displacement*. Untuk mendapatkan nilai *displacement*, nilai-nilai tersebut akan dikalikan dengan panjang link (750 mm) sehingga didapatkan nilai *displacement* yang dibutuhkan. Ilustrasi akan diperjelas pada gambar 3.11.

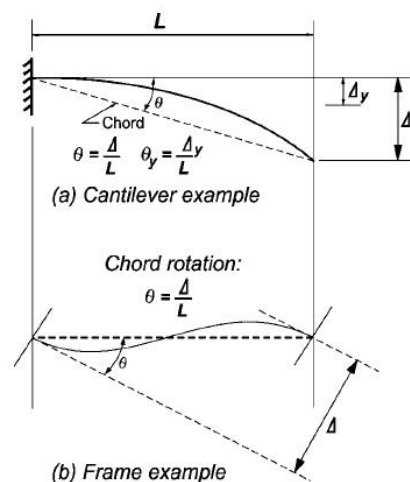
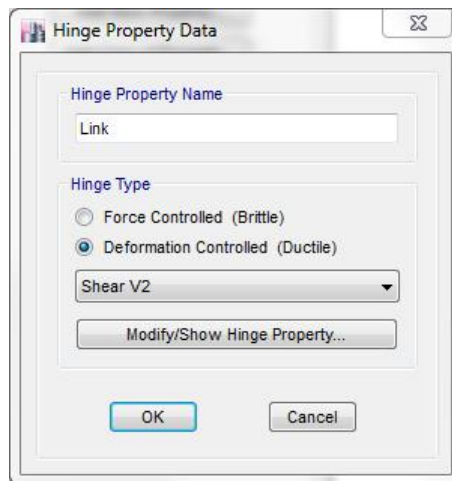


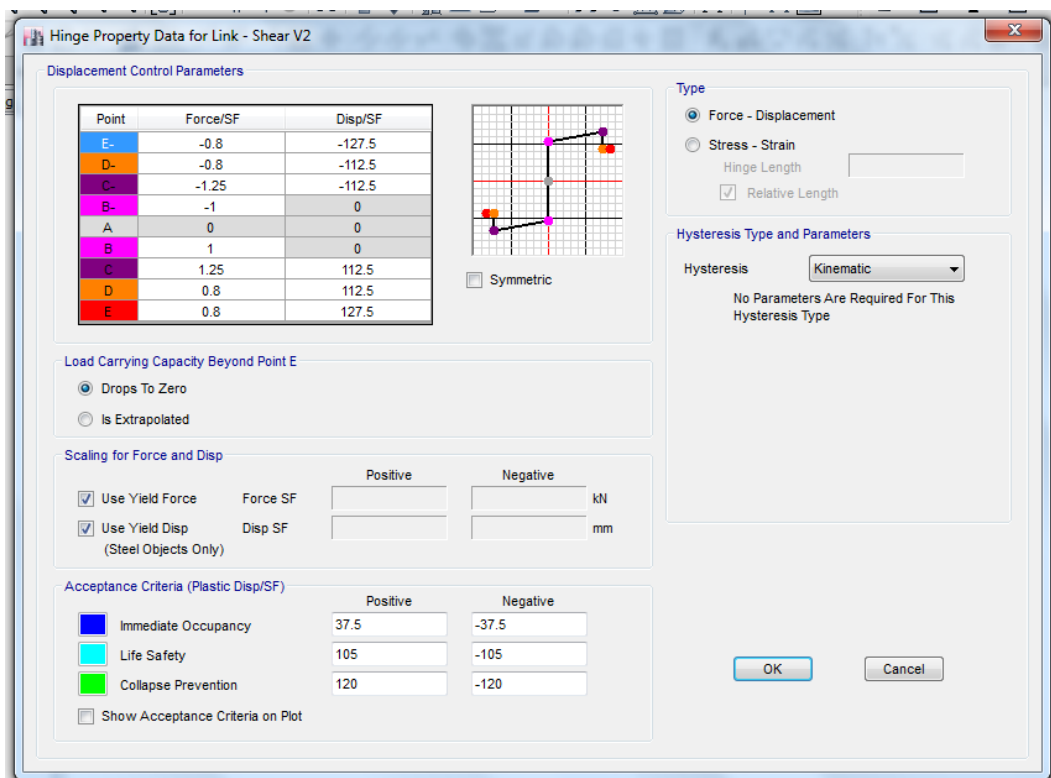
FIG. 9-2. Definition of Chord Rotation

Gambar 3.11 Hubungan Rotation dan Displacement, FIG 9-2 ASCE 41-13

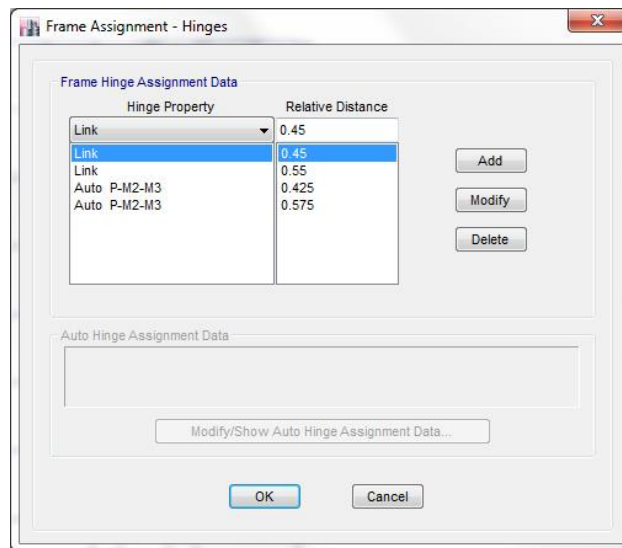
Balok link merupakan balok yang menjadi penahan utama struktur SRBE yang memiliki jenis kegagalan geser (*Shear V2*). Mengacu pada ASCE 41-13 Pasal 9.5.3.4.1 bahwa balok link haruslah ditetapkan sebagai *deformation controlled*. Berikut adalah input pada program yang digunakan untuk balok link, disajikan pada Gambar 3.12 hingga Gambar 3.14.



Gambar 3.12 Hinge Property Data untuk balok link



Gambar 3.13 Inputan Hinge Property Data untuk balok link

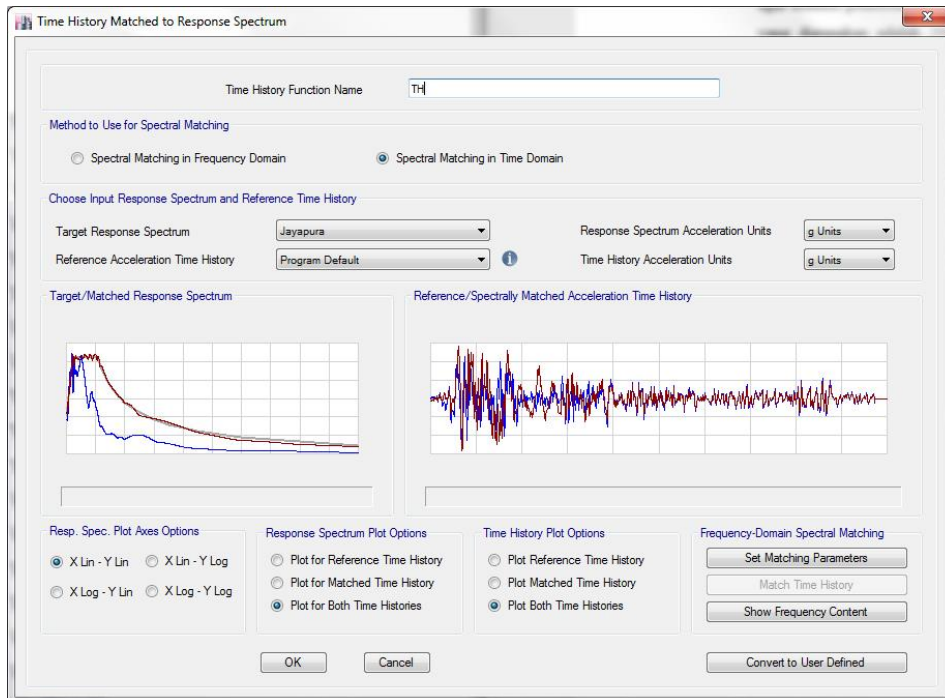


Gambar 3.14 *Relative Distance* untuk balok link

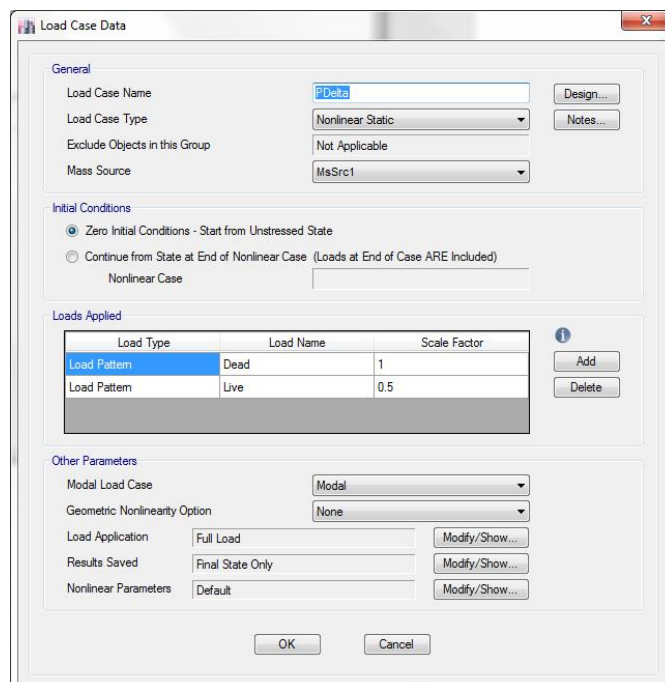
Setelah *hinge* selesai diaplikasikan pada seluruh *member* bangunan, langkah selanjutnya adalah melakukan pembebanan untuk *time history*. Terdapat 2 macam pembebanan, yaitu pembebanan akibat beban gravitasi dan pembebanan percepatan gempa. Pembebanan gravitasi dilakukan dengan pemberian *load case* P-Delta sebesar $1D+0.5L$ demikian halnya P-Delta pada saat *capacity design*. Pembebanan P-Delta di-assign sebagai *Nonlinear Static*. Sedangkan untuk pembebanan percepatan gempa, rekaman gempa yang digunakan adalah gempa El Centro yang akan di-*match* dengan gempa Kota Jayapura. Pada pembebanan percepatan gempa, analisa akan dilanjutkan dari pembebanan *load case* P-Delta yang telah di-assign sebelumnya.

Gempa akan dibebankan 100% untuk arah X dan 30% untuk arah Y agar kondisi pembebanan 2 arah tercapai. Parameter jumlah *output time step* yang digunakan adalah 2000 dengan *output time step size* sebesar 0.01. Sedangkan nilai α dalam metode Hilber-Hughes-Taylor (HHT) yang digunakan adalah bervariasi. Sesuai dengan apa yang disarankan Manual ETABS, bahwa range nilai α adalah $-1/3 \leq \alpha \leq 0$. Sehingga dilakukan percobaan berulang kali hingga didapat nilai α yang dapat menghasilkan hasil paling akurat (tidak bergantung pada parameter α / menghasilkan hasil yang sama). Manual ETABS juga menyarankan 4 parameter yang dapat digunakan

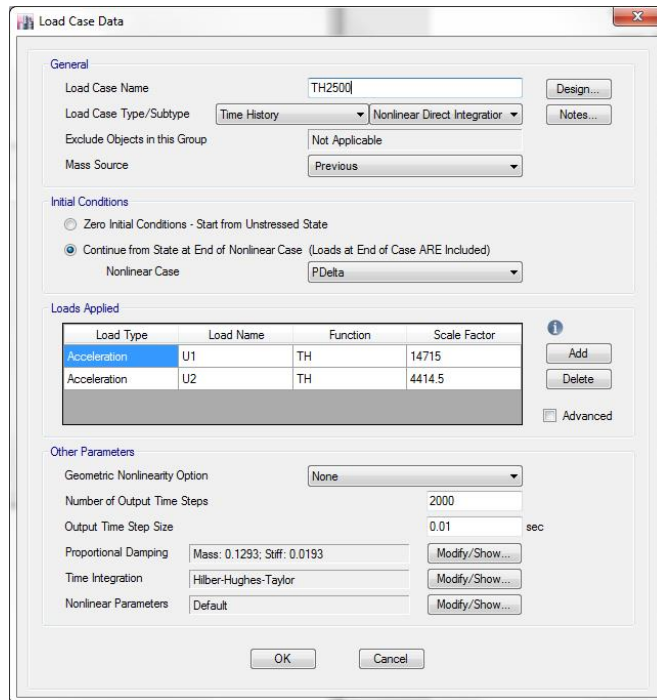
untuk percobaan yakni $-1/3$, $-1/24$, $-1/48$, dan 0 . Berikut akan ditampilkan pada Gambar 3.15 hingga Gambar 3.19 tentang setelan *nonlinear time history*.



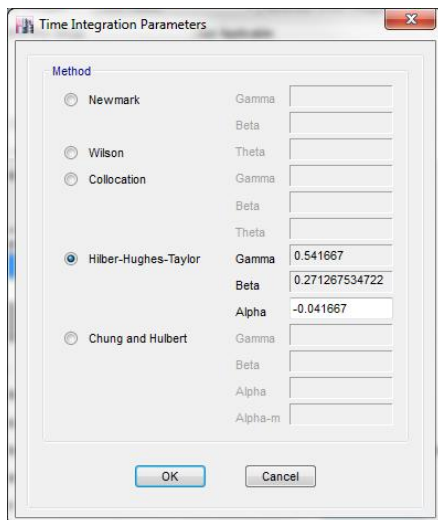
Gambar 3.15 Matching Time History dan Response Spectrum Kota Jayapura



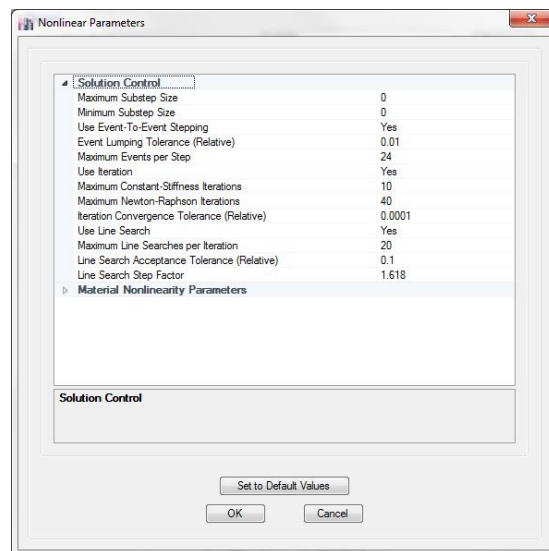
Gambar 3.16 Data Load Case untuk P-Delta



Gambar 3.17 Data Load Case untuk Time History



Gambar 3.18 Parameter HHT



Gambar 3.19 Parameter Nonlinear (Nilai Default)

3.8 Analisa Kinerja Struktur

Dalam menganalisa perilaku komponen – komponen struktur, maka dapat digunakan indeks kerusakan / *damage index*. Hal ini berarti dilakukan perbandingan antara perilaku komponen yang terjadi, dengan batasan leleh yang diizinkan oleh ASCE. Maka dari itu ditinjau hasil *Nonlinear Time History* pada detik ke 20, lalu dilakukan perbandingan. Sedangkan untuk mendapat *displacement* dan *drift* maksimum, diteliti perilaku bangunan dari detik 0 sampai detik 20 pada setiap *time step*.

Untuk komponen yang termasuk dalam kategori *deformation controlled*, yang ditinjau adalah *rotation angle* dari komponen tersebut, dimana *rotation angle* tersebut menentukan apakah komponen sudah termasuk daerah plastis atau belum. Ketika suatu komponen masuk daerah plastis, maka komponen itu sebenarnya masih dapat menahan gaya yang terjadi, namun melebihi batas elastisnya. Maka dari itu yang ditinjau adalah *rotation angle* yang terbentuk pada komponen tersebut. Sedangkan untuk *force controlled* memperhitungkan *displacement* dari komponen tersebut, karena tidak memperhitungkan faktor plastis. Hal ini berarti setelah komponen tersebut mencapai batas elastisnya, maka komponen tersebut diperhitungkan *brittle* / patah.