

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Redesign Modular Box

Bangunan rumah sakit 3 lantai ini dirancang menggunakan sistem struktur baja dengan pendekatan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) sebagai sistem utama penahan gaya lateral dikarenakan lokasi pembangunan memiliki tingkat aktivitas seismik yang tinggi. SRPMK memberikan kapasitas daktilitas tinggi dan kemampuan deformasi yang baik, sehingga cocok untuk bangunan bertingkat *double profil* dalam menghadapi gaya lateral gempa.

Struktur utama terdiri dari kolom baja profil HSS *square* yang berfungsi sebagai elemen vertical penyangga beban aksial dan momen lentur, serta balok baja dengan profil yang sama sebagai elemen horizontal yang menyalurkan beban gravitasi dan lateral ke kolom. Sambungan antara kolom dan balok dirancang sebagai sambungan kaku, sehingga momen lentur dapat ditransfer secara penuh.



Gambar 4.1 Desain Perencanaan Modular Box
(Sumber: Penulis)

4.1.1 Perencanaan Dimensi Modular

1. Balok Induk

Analisis denah dari bentang terpanjang (L) yaitu 4000 mm atau 4 meter. Rumus praktis tinggi profil (h) bisa diperkirakan antara $L/16$ hingga $L/20$, perhitungan menggunakan $L/20$ karena beban tidak besar.

$$h = \frac{L}{20} = \frac{4000}{20} = 200 \text{ mm}$$

Estimasi tinggi profil (h) yang diambil minimal 200 mm, dalam perhitungan ini dilakukan perbesaran sehingga tinggi profil yang akan digunakan yaitu 250 mm. Kemudian, untuk estimasi lebar *flens* (b) dalam kasus HSS *square flens* adalah jarak atau lebar dimensi dalam, yang memiliki rumus:

$$b = B - 3t = 250 - 3 * 30 = 160 \text{ mm}$$

Dimana:

b : Lebar efektif *flens*/dinding HSS dalam

B : Lebar dimensi luar dari profil HSS

t : Tebal dinding desain HSS

Lebar dinding efektif dalam paling minimum yaitu 160 mm. Maka asumsi pilihan profil HSS square 250.250.30.30 dengan lebar dinding dalam 190 mm menjadi rekomendasi aman yang berkemungkinan besar memenuhi syarat penampang kompak seismik sesuai SNI 1729 2020, yang menjadi syarat untuk balok SRPMK.

SPESIFIKASI BAJA

PROFIL	: HSS SQUARE
DIMENSI	: 250.250.30.30 mm
MATERIAL	: BAJA STRUKTURAL (ASTM A500)
TEBAL DINDING (t)	: 30 mm



Gambar 4.2 Penampang Profil HSS Square

(Sumber: Penulis)

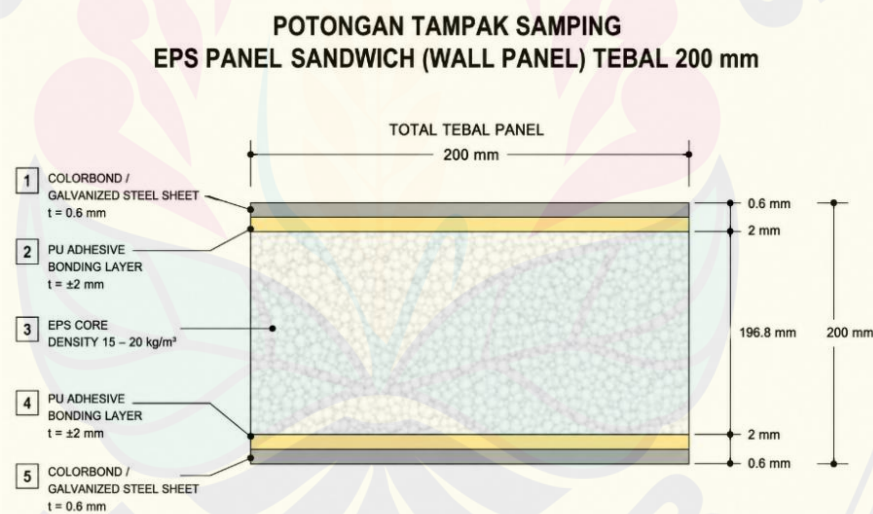
2. Pelat

Material yang digunakan untuk pelat lantai, pelat atap dan dinding dibuat seragam yaitu menggunakan EPS panel sandwich dikarenakan bobot nya ringan, sehingga gaya inersia berkurang sangat signifikan dibandingkan

dinding bata berat. Perhitungan menggunakan bentang terluas yaitu 4x3 meter dan kebutuhan umum nya maka dipilih material dengan spesifikasi sebagai berikut.

- a. Dimensi terluas = 4 x 3 m
- b. Ketebalan panel (total) = 200 mm
- c. Density EPS = 15 kg/m³
- d. Berat Panel per m² = 0,5886 kN/m²

Pemilihan pelat ini digunakan karena memiliki bahan yang ringan serta paling banyak disandingkan dengan menggunakan modular *box*. Berat panel per pelat berkisaran 14,13 kN untuk dimensi ukuran 4x3 meter digunakan pada pelat lantai, pelat atap dan dua sisi pelat dinding. Material EPS sangat efektif karena optional dalam menambahkan tulangan besi, jika dirasa kurang menompang beban rangka, maka prefabrikasi nya dapat disesuaikan dengan melubangi bagian tengah panel sesuai kebutuhan.



Gambar 4.3 Spesifikasi *EPS Panel Sandwich*
(Sumber: Penulis)

3. Kolom

Elemen vertikal utama SRPMK memenuhi prinsip "*Strong Column, Weak Beam*", artinya kolom harus lebih kuat dari balok yang tersambung pada bangunan. Dalam kasus bangunan modular baja yang rangka yang dibuat

seragam, maka pemodelan mengambil dimensi dari kolom karena dianggap lebih kuat untuk rangka kolom dan balok.

Luas penampang (A_g)	$A_g = (B \times B) - (b \times b)$	$= 0,0264 \text{ m}^2$
Beban mati (DL)	$A_g \times \rho \text{ baja} \times L$	$= 3,05 \text{ kN/m}^2$
Total beban per lantai	$DL (3,05) + LL (2,87)$	$= 5,92 \text{ kN/m}^2$
Luas beban 1 kolom	$LB = ((0,5 \times L_x) \times (0,5$	
Modular (LB)	$\times L_y))/4$	$= 3 \text{ m}^2$
Estimasi beban aksial (Pu)	$P_u = LB \times \text{Total Beban} \times n \text{ lantai}$	$= 53,28 \text{ kN}$
Estimasi luas (A_{gn})	$A_{gn} = P_u / (a_s \times f_y)$	$= 0,306 \text{ m}^2$
Rasio Asumsi	$A_{gn} > A_g (0,306 \text{ m}^2 > 0,0264 \text{ m}^2)$	OK

Untuk SRPMK di wilayah gempa tinggi, profil HSS 250.250.30.30 dengan luas penampang $0,0264 \text{ m}^2$ menjadi pilihan yang tepat dan aman sebagai asumsi awal. Menggunakan profil yang lebih kecil akan sangat berisiko tidak lolos verifikasi seismik di *software*.

4. Metode Pelaksanaan

a. Prefabrikasi

Pada tahap ini komponen modul diproduksi dan dirakit di workshop sesuai DED yang diberikan dan kontrol kualitasnya. Dimulai dari pembuatan rangka baMobilisaija HSS 250.250.3030, pelat sambungan dan panel EPS yang kemudian di satukan.



Gambar 4.4 Alur Prefabrikasi Modular

b. Mobilisasi

Modul yang telah selesai diproduksi, akan dimobilisasi ke lokasi proyek dengan transportasi khusus yang mampu menampung beban permodul. Wrapping bisa diberikan, jika dirasa perlu, namun pengaman seperti chaining dan blocking tetap harus digunakan agar modul tidak bergerak dan tetap stabil saat mobilisasi.



Gambar 4.5 Alur Mobilisasi Modular

c. Lifting

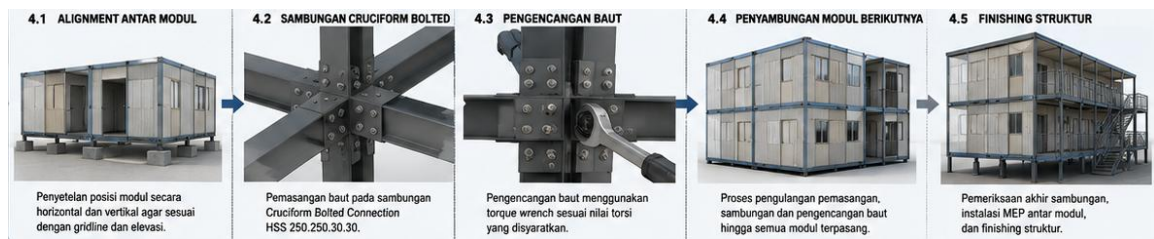
Modul diangkat dari trailer dan dipindahkan ke posisi instalasi menggunakan *crane* dan *sling* serta mengikuti prosedur K3. Bagian atas modular dipasang *sling* dan *spreader beam* kemudian diangkat secara vertikal dari *trailer* dengan *crane*.



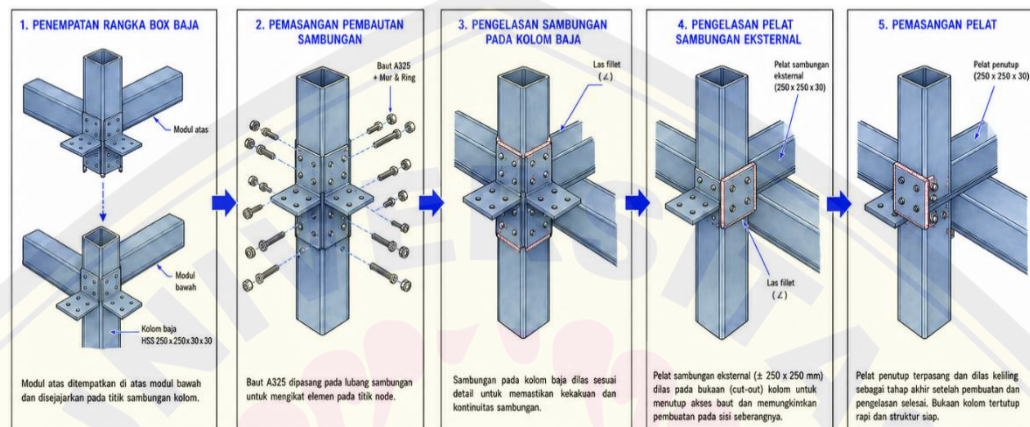
Gambar 4.6 Alur Lifting Modular

d. Instalasi

Modul disambungkan satu sama lain menggunakan sambungan *innovative cruciform bolted* dengan dasar sambungan baut dan las hingga struktur selesai. Instalasi *onsite* yang dilakukan hanya sebatas pemasangan baut dan las serta *finishing*.



(a)



(b)

Gambar 4.7 Alur Instalasi (a) Modular, (b) Sambungan

5. Kontrol Penampang

Kontrol penampang dilakukan untuk setiap elemen struktur yaitu diantaranya cek kompak rangka baja kolom (struktur utama - SRPMK), balok induk (struktur utama - SRPMK), dan balok anak (jika ada). Data material acuan sebagai berikut.

- | | | |
|----------------------------|---------|------------|
| a. Mutu baja (ASTM A500) | f_y : | 348 Mpa |
| | f_u : | 450 Mpa |
| b. Modulus elastisitas (E) | : | 200000 Mpa |
| c. Rasio cek kelangsingan | E/f_y | = 23,973 |

a. Kolom (struktur utama - SRPMK)

Dalam menganalisis rangka seragam kolom baja HSS 250x250x30x30, hal yang dihitung yaitu kekompakan dan kelangsingan. Dengan data dimensi, sebagai berikut:

d: 250 bf: 250 tw: 30 tf: 30

Klasifikasi penampang (SNI 1729:2020, Hal 19, Tabel B4.1b).
Dikarenakan dimensi HSS Square seragam maka cek kompak tidak didasarkan pada perhitungan flange dan web.

- Compact / Non-compact

$$\text{Rasio ketebalan: } \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{190}{30} = 6,33$$

$$\text{Batas kompak: } \lambda_p = 1,12 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 26,85$$

$$\text{Syarat: } \lambda_f < \lambda_p = 6,33 < 26,85 \text{ (OK)}$$

Kesimpulan, Profil HSS 250x250x30x30 bersifat KOMPAK.

- Slender / Non-slender

$$\text{Rasio ketebalan: } \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{190}{30} = 6,33$$

$$\text{Batas kompak: } \lambda_p = 1,4 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 33,56$$

$$\text{Syarat: } \lambda_f < \lambda_p = 6,33 < 33,56 \text{ (OK)}$$

Kesimpulan, Profil HSS 250x250x30x30 bersifat KOMPAK.

b. Balok induk (struktur utama - SRPMK)

Dalam menganalisis rangka seragam balok baja HSS 250x250x30x30, hal yang dihitung yaitu kekompakan dan kelangsingan. Dengan data dimensi, sebagai berikut:

$$d: 250 \quad bf: 250 \quad tw: 30 \quad tf: 30$$

Klasifikasi penampang (SNI 1729:2020, Hal 19, Tabel B4.1b).
Dikarenakan dimensi HSS Square seragam maka cek kompak tidak didasarkan pada perhitungan flange dan web.

- Compact / Non-compact

$$\text{Rasio ketebalan: } \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{190}{30} = 6,33$$

$$\text{Batas kompak: } \lambda_p = 1,12 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 26,85$$

$$\text{Syarat: } \lambda_f < \lambda_p = 6,33 < 26,85 \text{ (OK)}$$

Kesimpulan, Profil HSS 250x250x30x30 bersifat KOMPAK.

- Slender / Non-slender

$$\text{Rasio ketebalan: } \lambda_f = \frac{b}{t} = \frac{190}{30} = 6,33$$

$$\text{Batas kompak: } \lambda p = 1,4 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 33,56$$

$$\text{Syarat: } \lambda f < \lambda p = 6,33 < 33,56 \text{ (OK)}$$

Kesimpulan, Profil HSS 250x250x30x30 bersifat KOMPAK.

4.1.2 Perencanaan Box Modular

Pada analisis perencanaan satu buah box modular digunakan untuk meninjau *lifting* modular *box* HSS *square* pada analisis lendutan untuk mengetahui pergerakan rangka dan pelat saat diangkat demi menunjang mobilisasi dan on-site instalment, pedoman yang digunakan SNI 1729:2020 Bab L / ANSI-AISC 360-16 Chapter L. Perhitungan diberlakukan pada analisis *lifting* struktur tanpa melibatkan analisis *lifting* tali sling. Sebelum menentukan momen lendutan hitung dan lendutan izin, berikut data profil yang diperlukan:

Tabel 4.1 Data Geometri

(Sumber: Penulis)

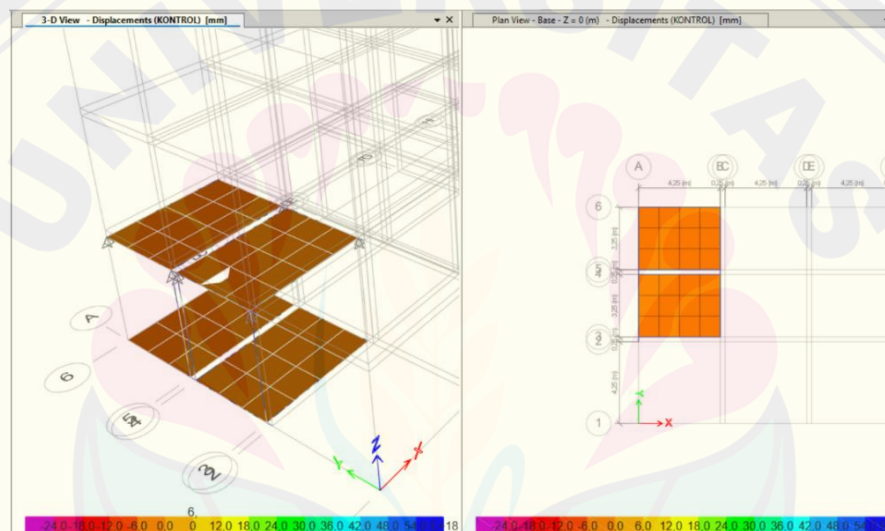
d	=	250 mm	Ag	=	26400 mm ²
bf	=	250 mm	W HSS	=	2,0724 kN/m
tf	=	30 mm	E	=	200000 Mpa
tw	=	30 mm	Ix	=	21692 cm ⁴
PxLxT	=	4x3x4 m	Zx	=	2180,5 cm ³
fy	=	348 Mpa	SF	=	1,5 (crane)

Tabel 4.2 Data Pembebanan Lifting

Beban per Modul		
W HSS (q)	:	2,072 kN/m
ΣW Baja	:	91,19 kN
W Baja 4m	:	8,29 kN
W Baja 3m	:	6,22 kN
Pelat Lantai (4x3)	:	14,13 kN
ΣW Pelat	:	14,13 kN

ΣW Modul	105,31	kN
------------------	--------	----

Beban yang digunakan pada saat *lifting* yaitu beban mati modul satu box sendiri yang diperbesar melalui factor keamanan aplikasi dinamis yang memberikan simulasi percepatan pada saat proses angkat dilakukan dengan nilai sebesar 1,5 (penggunaan crane). Untuk pemodelan analisis *lifting* didesain menggunakan 4 titik angkat pada masing-masing bagian atas kolom tiap modul. Skema pembebanan ini digunakan karena beban terdistribusi secara merata (q) ke 4 kolom yang meminimalisir terjadinya torsi. Pemodelan titik angkat atas menggunakan tumpuan sendi, sedangkan tumpuan bawah diasumsikan bebas.



Gambar 4.8 Cek Lendutan *Lifting* ETABS

(Sumber: Penulis)

Analisis pada batas lendutan pengangkatan yang dilakukan merupakan pengamatan pada proses angkat terhadap batas lendutan yang terjadi, dimana angka analisis lendutan didapatkan dari hasil pemodelan *software* ETABS. Untuk batas lendutan izin tidak memiliki standar khusus, namun ditinjau dari SNI AISC 360-16: Chapter L, akan digunakan $\delta_{izin} = L/360$ untuk balok pemikul dinding yang getas.

Tabel 4.3 Rekapitulasi Lendutan

Elemen	Dim. (mm)	L (mm)	SF Lifting	δ_{maks} (mm)	Batas (mm)	Kontrol	Status
Balok 4m	250x250	4000	1,5	0,380	$L/360=11,11$	$\delta = 0,38 \leq 11,11$	AMAN
Balok 3m	250x250	3000	1,5	0,326	$L/360=8,33$	$\delta = 0,326 \leq 8,33$	AMAN
Pelat (4x3)	t=200	4000	1,5	1,283	$L/360=11,11$	$\delta = 1,29 \leq 11,11$	AMAN

4.1.3 Kontrol Aksial Modular Terintegrasi

Pembahasan analisis menjadi validasi dalam penulisan ini karena merupakan pengujian bahwa hasil dari pemodelan menggunakan ETABS sudah benar. Hal ini dilakukan dengan perhitungan dua cara yaitu dikontrol antara perhitungan manual dan perhitungan ETABS. Berikut hal-hal yang dikontrol pada validasi ini:

1. Kontrol Distribusi Beban

Beban kombinasi yang digunakan sudah tertera pada SNI 1726:2019 pasal (4.2.2) dan (7.4.2) yang sesuai dengan desain elemen struktur. Dimana $S_{DS} = 0,75$ dan $\rho = 1,3$. Pembebanan sebagai berikut:

Tabel 4.4 Penjabaran Kombinasi Pembebanan

Nomor	DL	SIDL	LL	L _r	R	W _x	W _y	E _x	E _y
1	1,1	1,4	1,4						
2	2,1	1,2	1,2	1,6	0,5				
	2,2	1,2	1,2	1,6	0,5				
3	3,1	1,2	1,2	1	1,6				
	3,2	1,2	1,2	1,6	0,5				
	3,3	1,2	1,2	1,6	0,5				
	3,4	1,2	1,2	1,6	0,375	0,375			
	3,5	1,2	1,2	1	1,6				
	3,6	1,2	1,2	1,6	0,5				
	3,7	1,2	1,2	1,6	0,5				
	3,8	1,2	1,2	1,6	0,375	0,375			
4	4,1	1,2	1,2	1	0,5	1			

	4,2	1,2	1,2	1	0,5		1
	4,5	1,2	1,2	1	0,5	0,75	0,75
	4,3	1,2	1,2	1	0,5	1	
	4,4	1,2	1,2	1	0,5		1
	4,6	1,2	1,2	1	0,5	0,75	0,75
5	5,1	0,9	0,9			1	
	5,2	0,9	0,9				1
	5,3	0,9	0,9			0,75	0,75
6	6,1	1,3500	1,3500	1			1,3 0,39
	6,2	1,3500	1,3500	1			1,3 -0,39
	6,3	1,3500	1,3500	1			-1,3 0,39
	6,4	1,3500	1,3500	1			-1,3 -0,39
	6,5	1,3500	1,3500	1			0,39 1,3
	6,6	1,3500	1,3500	1			-0,39 1,3
	6,7	1,3500	1,3500	1			0,39 -1,3
	6,8	1,3500	1,3500	1			-0,39 -1,3
7	7,1	0,7500	0,7500				1,3 0,39
	7,2	0,7500	0,7500				1,3 -0,39
	7,3	0,7500	0,7500				-1,3 0,39
	7,4	0,7500	0,7500				-1,3 -0,39
	7,5	0,7500	0,7500				0,39 1,3
	7,6	0,7500	0,7500				-0,39 1,3
	7,7	0,7500	0,7500				0,39 -1,3
	7,8	0,7500	0,7500				-0,39 -1,3

2. Komponen Struktur Tarik-Tekan

Parameter perhitungan yang dipertimbangkan untuk mencari tarik-tekan menurut SNI 1729:2020 atau AISC 360-16, terdapat beberapa hal, diantaranya:

- Kelangsingan Efektif

Menghitung parameter kelangsingan efektif struktur (λ_c) [SNI 1729:2020 Hal. 34].

$$\lambda_c = \frac{\left(\frac{0,65 \times 4000}{90,5}\right)}{\pi * \sqrt{200000/348}}$$

$$\lambda_c = \frac{\left(\frac{0,65 \times 4000}{90,5}\right)}{\pi * \sqrt{200000/348}}$$

$$\lambda_c = \frac{29}{75,3} = 0,381$$

Dimana:

K:	Faktor Panjang Efektif	0,65	
L:	Panjang Batang	4000	mm
r:	Jari2 Girasi	9,05	cm
f _y :	348		Mpa
E:	200000		Mpa

- Tegangan Tekuk Elastis

Rumus Tegangan tekuk Elastis (F_e) dari HSS Square – AISC 360-16: Bab E3 hanya menggunakan Tekuk Lentur. Tegangan kritis (F_{cr}) dihitung berdasarkan kelangsingan kolom L_c/r:

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{(\lambda_c \times r)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(0,38 \times 90,5)^2}$$

$$F_e = \frac{1971920}{825} = 2389 \text{ Mpa}$$

- Tegangan Tekuk Kritis

Karena hasil kelangsingan efektif struktur di atas menunjukkan : $\lambda_c < 4,71$. Maka kapasitas aksial tekan (P_n) pada AISC 360-16: E3. Rumus nya sebagai berikut.

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{f_y}{F_e}}\right) f_y$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{348}{2389}}\right) 348 = 327 \text{ Mpa}$$

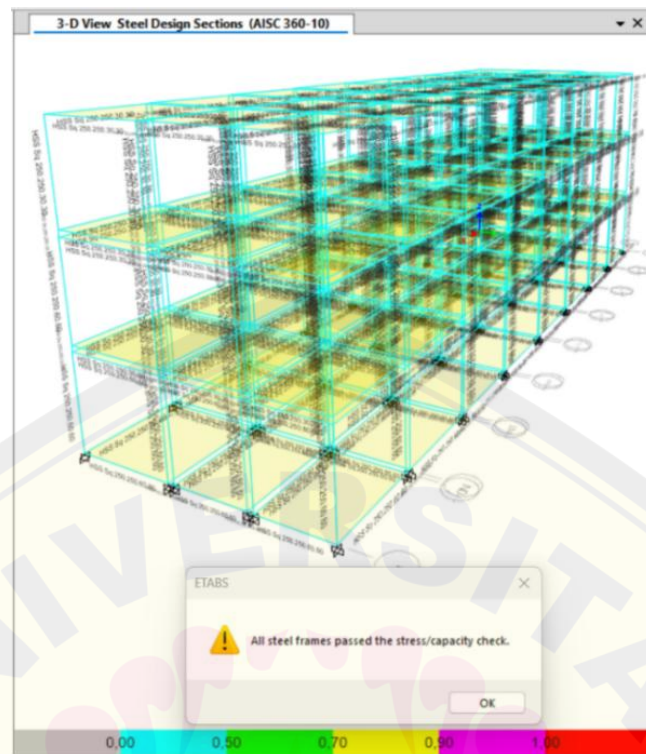
- Penghitungan Kuat Tekan dan Tarik

$$\begin{aligned}
 \text{Hitung kuat tekan nominal} &= F_{cr} * A_g \\
 (P_n) &= 348 * 26400 \\
 &= 8644 \text{ kN} \\
 \text{Hitung kapasitas desain rencana} &= 0,9 * P_n \\
 (\Phi P_n) &= 0,9 * 8644 \\
 &= 7779 \text{ kN} \\
 \text{Cek rasio utilisasi} &= P_u / \Phi P_n \\
 &= 53,28 / 7779 \\
 &= 0,00685 \\
 &\text{Syarat: } \leq 1,0 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Kesimpulan, jika nilai rasio utilisasi kurang dari 1,0, berarti komponen struktur tersebut memenuhi syarat karena kuat desainnya lebih besar dari beban yang bekerja.

$$\begin{aligned}
 \text{Hitung kuat tarik nominal} &= F_y * A_g \\
 (P_n) &= 348 * 26400 \\
 &= 9187 \text{ kN} \\
 \text{Hitung kapasitas desain rencana} &= 0,9 * P_n \\
 (\Phi P_n) &= 0,9 * 348 * 26400 \\
 &= 8268 \text{ kN} \\
 \text{Cek rasio utilisasi} &= P_u / \Phi P_n \\
 &= 53,28 / 8268 \\
 &= 0,00644 \\
 &\text{Syarat: } \leq 1,0 \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Kesimpulan, jika nilai rasio utilisasi kurang dari 1,0, berarti komponen struktur tersebut memenuhi syarat karena kuat desainnya lebih besar dari beban yang bekerja.



Gambar 4.9 Output ETABS Cek Kapasitas Penampang
(Sumber: Penulis)

3. Validasi Pembebanan Kolom

Panjang bentang kolom yaitu 4 meter dan lebar bentang kolom yaitu 3 meter. Dimana dalam analisis kolom pertimbangan nya adalah pembebanan dan kombinasi beban nya. Berikut rincian beban pada kolom struktur.

a. Beban mati

Beban Mati-Balok bentang 4 m	=	8,290	kN
Beban Mati-Balok bentang 3 m	=	6,217	kN
Beban Mati-Kolom bentang 4 m	=	8,290	kN
Beban Mati-Pelat lantai dan atap	=	14,13	kN
Beban Mati-Dinding EPS (4x3)	=	14,13	kN
Beban Mati-Dinding EPS (3x3)	=	10,59	kN
Beban Mati Tambahan Pelat	=	73,2	kN
Σ W DL Lantai		134,8	kN

b. Beban hidup

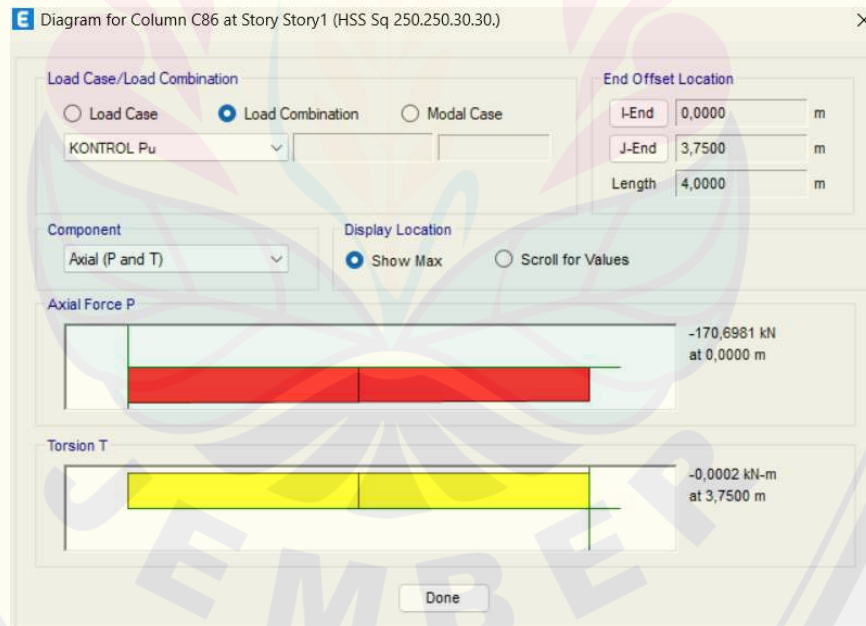
Ruang operasi, laboratorium	=	2,87	kN
Ruang pasien	=	1,92	kN
Koridor diatas lantai pertama	=	3,83	kN
Atap	=	0,96	kN
ΣW LL Lantai		9,58	kN

c. Beban hujan

Beban Hujan Atap	=	0,289	kN
ΣW RL Lantai		0,289	kN

d. Nilai Gaya Dalam Terfaktor

Beban terfaktor pada pembebanan kolom terbagi menjadi dua yaitu beban terfaktor manual (U1) dan beban terfaktor ETABS (U2) untuk di bandingkan selisih persentase nya dengan kombinasi pembebanan yang sama yaitu 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 RL, didapatkan hasil untuk U1 = 177,285 kN dan U2 = 170,698 kN. Hasil dari kedua pembebanan ini menjadi nilai Pu (*Ultimate Axial Load*) ditinjau dari salah satu kolom yang di ETABS.



Gambar 4.10 Output ETABS Pembebanan Kolom

(Sumber: Penulis)

e. Perbandingan Batas Toleransi dan Cek Rasio

Selisih perhitungan pembebanan manual dan ETABS yaitu,

$$\Delta_{hitung} = \left(\frac{(U1 - U2)}{U1} \right) * 100\%$$

$$\Delta_{hitung} = \left(\frac{(177,285 - 170,698)}{177,285} \right) * 100\%$$

$$\Delta_{hitung} = 0,037155929 \% \leq 1.0$$

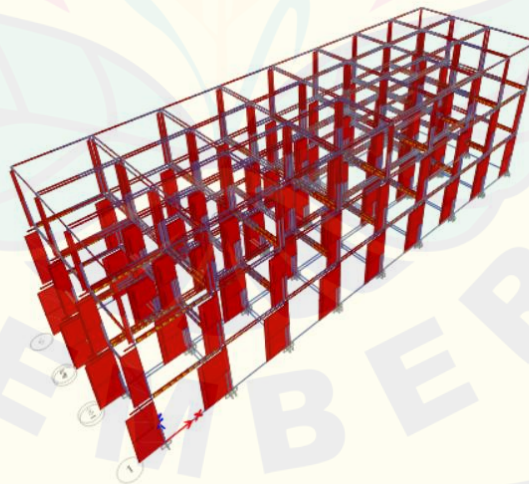
AMAN

Cek persyaratan desain adalah Δ_{hitung} tidak boleh lebih besar daripada Δ_{izin} (5%). Karena nilai Δ_{hitung} (4%) $\Delta_{izin} < 5\%$ maka desain dikatakan **AMAN**.

Beban Terfaktor Manual (U₁)										
Pu=	Beban Total = 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 RL								=	177,285 kN
Beban Terfaktor ETABS (U₂)										
Pu=	Beban Total = 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 RL								=	170,698 kN
Selisih Perhitungan Pembebanan Manual dgn ETABS						$\Delta_{hitung} = ((U_1-U_2)/U_1)*100\%$		=	0,03715593	
Cek Persyaratan Desain										
Pu	Δ_{hitung}	<	Δ_{izin}							
	4%	<	5%							
				→ AMAN						

Gambar 4.11 Perhitungan Pu Kolom

(Sumber: Penulis)



Gambar 4.12 Output ETABS Kontrol Pu Kolom

(Sumber: Penulis)

4. Validasi Pembebanan Balok Induk

Profil yang digunakan yaitu profil HSS Square 250.250.30.30 sebagai *web* dan *flens* yang seragam.

a) Data profil

d	=	250 mm	A	=	264 cm ²
bf	=	250 mm	I _x	=	21692 cm ⁴
tf	=	30 mm	I _y	=	21692 cm ⁴
tw	=	30 mm	S _x	=	1,26285 cm ³
f _y	=	348 Mpa	S _y	=	1,26285 cm ³
E	=	200000 Mpa	r	=	90,5 m
A _g	=	26400 mm ²	Z _x	=	2191,5 cm ³
W _{HSS}	=	2,0724 kN/m	Z _y	=	2191,5 cm ³
p baja	=	78,5 kN/m ³	A _s	=	143,2 mm ²

b) Rekapitulasi Beban

DL balok induk	=	8,29	kNm
DL pelat lantai	=	1,18	kNm
SDL	=	3,1	kNm
LL	=	2,87	kNm
LR	=	0,96	kNm
R	=	0,289	kNm

c) Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI yaitu $1,2DL + 1,2SIDL + 1,6LL + 1,6RL + 0,5R$. Dimana hasil perhitungannya adalah 11,35 kN/m.

d) Panjang bentang bersih

L _y	:	4000 mm
b Kolom	:	250 mm
l _n	:	3750 mm
	:	3,75 m

e) Nilai Gaya Dalam Terfaktor

Nilai momen terbesar dan gaya geser terbesar diambil dari masing-masing satu rangka balok pada *story base* karena pada lantai ini gaya diterima paling besar dan mendapat beban paling berat. Dimana rumus *moment ultimate* dan *shear ultimate* adalah sebagai berikut:

- Momen

$$M_u = C_m \times q_u \times l_n^2$$

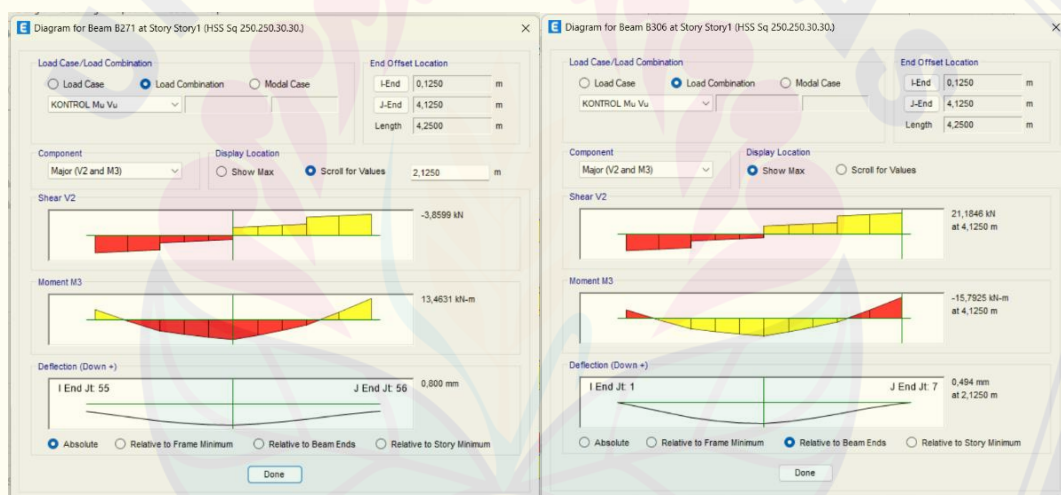
- Gaya Geser

$$V_u = C_v \times \frac{q_u \times l_n}{2}$$

Gambar 4.13 Rumus Mu dan Vu

$$M_u = \left(\frac{1}{12}\right) \times q_u \times L^2 = \left(\frac{1}{12}\right) \times 11,35 \times 3,75^2 = 13,30 \text{ kNm}$$

$$V_u = \left(\frac{1}{2}\right) \times q_u \times L = \left(\frac{1}{2}\right) \times 11,35 \times 3,75 = 21,05 \text{ kN}$$



(a)

(b)

Gambar 4.14 Output ETABS Validasi: (a)Mu, (b)Vu

f) Perbandingan Batas Toleransi

Validasi *software* yang diambil dari ETABS mengambil dari satu balok untuk ditinjau, dalam kasus ini diambil balok pada *base story* yang kemudian di bandingkan dengan perhitungan manual dari excel. Berikut batas toleransi aman.

Mu maks:

Perhitungan manual 13,2951 kNm

Perhitungan ETABS 13,4631 kNm

Batas toleransi 1 %

$$\left(\frac{(13,4631 - 13,2951)}{13,2951} \right) * 100\%$$

Kontrol (1% < 5 %) **AMAN**

Vu maks:

Perhitungan manual 21,0594 kN

Perhitungan ETABS 21,1846 kN

Batas toleransi 1 %

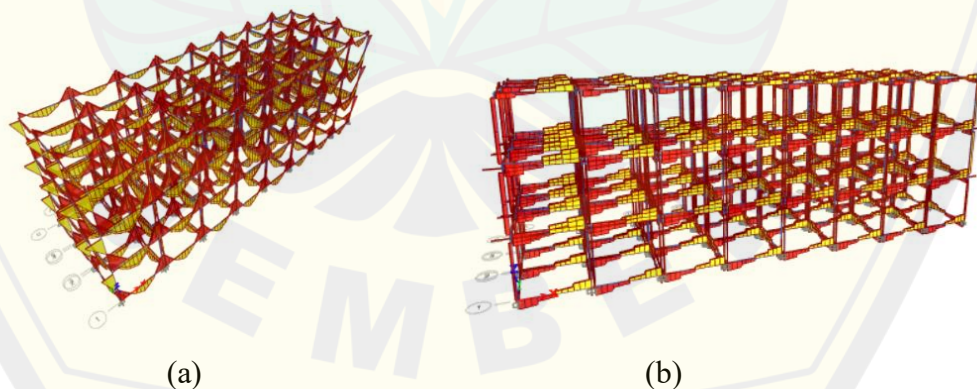
$$\left(\frac{(21,1846 - 21,0594)}{21,0594} \right) * 100\%$$

Kontrol (1% < 5 %) **AMAN**

Perbandingan & Batas Toleransi									
		Perh. Manual		Output Etabs		Batas Toleransi			
Mu Maks	:	13,2951	<	13,4631	=	1%	<	5%	→ AMAN
Vu Maks	:	21,0594	<	21,1846	=	1%	<	5%	→ AMAN

Gambar 4.15 Perhitungan Mu dan Vu Balok

(Sumber: Penulis)



Gambar 4.16 Output Modular Box: (a) *Moment Ultimate*, (b) *Shear Ultimate*

(Sumber: Penulis)

g) Validasi Desain (Cek Rasio)

Dalam cek rasio perhitungan yang dilakukan untuk Mu dan Vu yaitu:

$$\begin{aligned}
 \Phi b &: 0,9 \\
 &= Z_x * F_y \\
 \text{Kuat Momen} &= 2191500 * 348 \\
 \text{Nominal (Mn)} &= 762,642 \text{ kNm} \\
 \text{Kuat Momen} &= 0,9 * 762,642 \\
 \text{Rencana } (\Phi Mn) &= 686,3778 \text{ kNm} \\
 &= Mu / \Phi Mn \\
 \text{Rasio Utilitasi} &= \mathbf{0,0194} \\
 &(\text{Syarat: } \leq 1.0) \text{ AMAN}
 \end{aligned}$$

Kesimpulan, jika nilai rasio utilisasi kurang dari 1,0, berarti komponen struktur tersebut memenuhi syarat karena kuat desainnya lebih besar dari beban yang bekerja.

$$\begin{aligned}
 \Phi b &: 0,9 \\
 &= 0,6 * F_y * A_w * C_v \\
 \text{Kuat Geser} &= 0,6 * 348 * 11400 * 1 \\
 \text{Nominal (Vn)} &= 238,032 \text{ kNm} \\
 \text{Kuat Geser} &= 0,9 * 238,032 \\
 \text{Rencana } (\Phi Vn) &= 214,2288 \text{ kNm} \\
 &= Vu / \Phi Vn \\
 \text{Rasio Utilitasi} &= \mathbf{0,0983} \\
 &(\text{Syarat: } \leq 1.0) \text{ AMAN}
 \end{aligned}$$

Kesimpulan, jika nilai rasio utilisasi kurang dari 1,0, berarti komponen struktur tersebut memenuhi syarat karena kuat desainnya lebih besar dari beban yang bekerja.

5. Hubungan Balok Kolom

Pada sistem struktur rangka baja, interaksi antara balok dan kolom merupakan aspek krusial yang menentukan perilaku global struktur terhadap kombinasi beban gravitasi dan lateral. Hubungan balok-kolom pada penelitian ini dievaluasi berdasarkan interaksi gaya aksial tekan dan momen lentur pada

profil HSS 250×250×30×30 (baja A500, $F_y = 348$ MPa), sesuai dengan ketentuan AISC 360-16 Chapter H dan SNI 1729:2020 (SNI, 2020).

a. Interaksi Gaya Aksial Tekan dan Momen Lentur

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{cy}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{177,2853}{2 \times 7779} + \left(\frac{13,30}{686,3778} + \frac{13,30}{686,3778} \right) \leq 1.0$$

$$0,011394472 + (0,0194 + 0,0194) \leq 1.0$$

$$0,050134321 \leq 1.0$$

AMAN

Dimana:

P_r	=	177,2853 kN
(Kekuatan Aksial Perlu)		(didapat dari perhitungan Pu kolom)
P_n (Kekuatan Aksial Nominal)	=	$F_{cr} * A_e$
	=	$327 * 26400$
	=	8644 kN
P_c	=	$0,9 * P_n$
(Kekuatan Aksial Desain / ΦP_n)	=	$0,9 * 8644$ kN
	=	7779
M_r	=	13,30 kN
(Kekuatan Lentur Perlu)		(didapat dari perhitungan Mu balok)
M_n (Kekuatan Lentur Nominal)	=	$F_y * Z_x$
	=	$348 * 2191500$
	=	762,6 kNm
M_c	=	$0,9 * M_n$
(Kekuatan Lentur Desain / ΦM_n)	=	$0,9 * 763$
	=	686.377 kNm

Kesimpulan, nilai perbandingan interaksi gaya aksial dan momen lentur didapatkan 0,050134321 yang kurang dari 1,0, berarti interaksi kedua nya

memenuhi syarat karena dianggap **AMAN**, karena kuat desainnya lebih besar dari beban yang bekerja.

$$Utilisasi = 0,050134321 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{AMAN}$$

Gambar 4.17 Perhitungan HBK Gaya Aksial Tekan dan Momen Lentur

b. Interaksi Gaya Geser dan Torsi

$$\left(\frac{Pr}{Pc} + \frac{Mr}{Mc} \right) + \left(\frac{Vr}{Vc} + \frac{Tr}{Tc} \right) \leq 1.0$$

$$\left(\frac{177,3}{7779} + \frac{13,30}{686,4} \right) + \left(\frac{21,06}{214} + \frac{5,9}{855,7} \right) \leq 1.0$$

$$(0,0227 + 0,0193) + (0,0983 + 0,00688) \leq 1.0$$

$$0,053222909 \leq 1.0 \quad \text{AMAN}$$

Dimana:

$$\begin{aligned} V_r &= 21,1 \text{ kN} \\ &\text{(Kekuatan Geser Perlu)} \quad \text{(didapat dari perhitungan Mu balok)} \\ V_n &= 0,6 * F_y * A_w * C_v \\ \text{Nominal)} &= 0,6 * 348 * 11400 * 1 \\ &= 238,032 \text{ kNm} \\ V_c &= 0,9 * V_n \\ \text{(Kekuatan Geser Desain} &= 0,9 * 238,032 \\ / \Phi V_n) &= 214,2288 \text{ kNm} \\ &= 5,8895 \text{ kNm} \\ T_r &\text{ (Kekuatan Geser} \\ \text{Perlu)} &\text{ (didapatkan dari hasil ETABS)} \\ &= F_{cr} * C \\ T_n &= 327 * 2904000 \\ \text{Nominal)} &= 950,8 \text{ kNm} \\ T_c &= 0,9 * T_n \\ \text{(Kekuatan Torsi Desain} &= 0,9 * 951 \\ / \Phi V_n) &= 855,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Kesimpulan, nilai perbandingan interaksi gaya aksial dan momen lentur didapatkan 0,053222909 yang kurang dari 1,0, berarti interaksi kedua nya memenuhi syarat karena dianggap **AMAN**, karena kuat desainnya lebih besar dari beban yang bekerja.

Utilisasi = 0,053223 ≤ 1 → AMAN

Gambar 4.18 Perhitungan HBK Gaya Geser dan Torsi

6. Rekapitulasi Analisis Modular

Tabel 4.5 Rekapitulasi Nilai Analisis Modular

Analisis Lifting (Lendutan)	=	0,38	<	11,11	OK!!
Pu	=	0,03716	<	1	OK!!
Vu	=	0,098303	<	1	OK!!
Mu	=	0,01937	<	1	OK!!
HBK tekan lentur	=	0,050134	<	1	OK!!
HBK geser torsi	=	0,053223	<	1	OK!!

4.1.4 Kontrol Lateral Struktur Modular

1. Kontrol Gempa

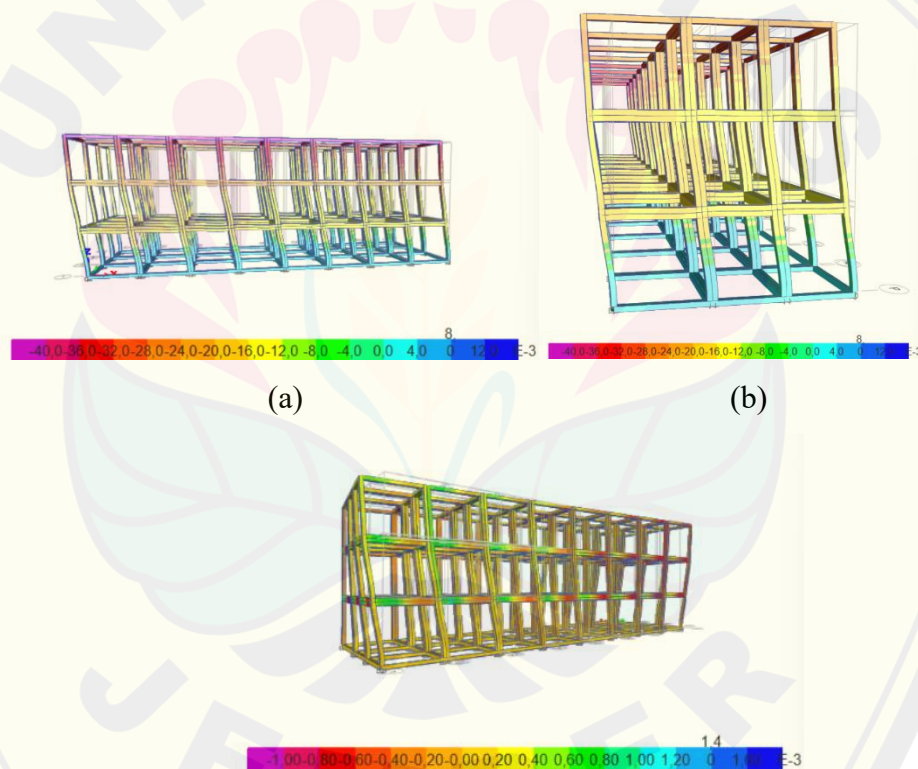
a. Kontrol Partisipasi Massa (Jumlah Ragam)

Dalam SNI 1726:2019 diterangkan bahwa analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit dan massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model (point 7.9.11).

Tabel 4.6 Kontrol Partisipasi Massa
(Sumber: Penulis)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,518	0,7852	3,9E-05	0	0,7852	3,9E-05	0	1,6E-05	0,3373	0,0586	1,6E-05	0,3373	0,0586
Modal	2	0,508	0,0002	0,8465	0	0,7854	0,8466	0	0,3565	0,0001	0,0011	0,3565	0,3374	0,0597
Modal	3	0,501	0,058	0,0013	0	0,8434	0,8479	0	0,0005	0,0252	0,7897	0,3571	0,3626	0,8495
Modal	4	0,269	0,025	0,0003	0	0,8685	0,8482	0	0,001	0,0889	0,0011	0,3581	0,4515	0,8506
Modal	5	0,268	0,0005	0,0206	0	0,8689	0,8688	0	0,0731	0,0018	1,7E-05	0,4312	0,4533	0,8506
Modal	6	0,241	0,0302	0,0003	0	0,8992	0,8691	0	0,0012	0,0959	0,0006	0,4324	0,5492	0,8511
Modal	7	0,232	0,0005	0,0276	0	0,8997	0,8968	0	0,0974	0,0012	1,39E-05	0,5298	0,5504	0,8512
Modal	8	0,2	0,0004	0,0194	0	0,9001	0,9162	0	0,0698	0,0006	2,75E-06	0,5997	0,551	0,8512
Modal	9	0,17	0,0539	0,0006	0	0,9539	0,9167	0	0,0026	0,2327	4,99E-05	0,6023	0,7836	0,8512
Modal	10	0,154	0,0006	0,0531	0	0,9545	0,9699	0	0,2524	0,0032	0	0,8547	0,7868	0,8512
Modal	11	0,126	0,0255	0,0002	0	0,98	0,9701	0	0,0007	0,0732	0,0002	0,8554	0,8601	0,8514
Modal	12	0,108	0,0001	0,0104	0	0,9801	0,9805	0	0,0092	5,25E-06	8,23E-07	0,8646	0,8601	0,8514
Syarat: Partisipasi Massa Harus >90%			Permodelan OK			Permodelan OK								

Dalam kasus bangunan modular yang memiliki beban kecil maka modal harus diganti dari "Eigen" menjadi "Ritz" agar partisipasi massa memenuhi syarat. Maka hasil dari perhitungan diperoleh nilai diatas 90%, maka dapat disimpulkan pemodelan AMAN.



Gambar 4.19 Tiga Mode Translasi Gempa Bangunan: (a) Mode-1 translasi arah X, (b) Mode 2-translasi arah Y, (c) Mode 3- Torsi
(Sumber: Penulis)

b. Kontrol Periode Getar Struktur

Dalam menghitung periode fundamental, diperlukan pedoman dari SNI 1726:2019. Hal:72 (Tabel 18) untuk nilai parameter C_t dan x . Menghitung batas atas periode struktur pedoman SNI 1726:2019. Hal:72 (Tabel 17) untuk koefisien C_u dan data acuan, sebagai berikut:

Tabel 18 – Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Gambar 4.20 Nilai Parameter Periode Pendekatan

$$\begin{aligned} \text{Tinggi bangunan total} \quad h_b &= 12,5 \text{ m} \\ \text{Periode fundamental} \quad T_{\min} = T_a = C_t \times h_b^x &= 0,546092958 \text{ s} \end{aligned}$$

Tabel 17 – Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Gambar 4.21 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

$$\begin{aligned} \text{Parameter percepatan respons spektral} \quad S_{D1} &= 0,64 \\ \text{desain pada 1 detik, SD1} & \\ \text{Koefisien } C_u &= 1,4 \\ \text{Periode batas atas periode struktur} \quad T_{\max} = C_u \times T_a &= 0,764530142 \text{ s} \end{aligned}$$

Tabel 4.7 Hasil ETABS Periode dan Frekuensi

(Sumber: Penulis)

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0,518	1,929	12,1194	146,8793
Modal	2	0,508	1,969	12,3732	153,0968
Modal	3	0,501	1,996	12,5408	157,2727
Modal	4	0,269	3,717	23,3557	545,4893
Modal	5	0,268	3,735	23,4653	550,6219
Modal	6	0,241	4,156	26,1151	681,9979
Modal	7	0,232	4,311	27,0851	733,6002
Modal	8	0,2	4,991	31,3592	983,4013
Modal	9	0,17	5,895	37,0397	1371,9364
Modal	10	0,154	6,473	40,6697	1654,0218
Modal	11	0,126	7,956	49,9895	2498,9461
Modal	12	0,108	9,266	58,2185	3389,3921

Pada tabel diketahui bahwa periode getar struktur $T_c = 0,518$ sec. Maka berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2 digunakan Jika $T_c > T_{max}$ maka digunakan $T_c = T_{max}$ atau Jika $T_a < C_u < T_{max}$ maka digunakan $T_c = T$ atau Jika $T_c < T_{max}$ maka digunakan $T_a = T$.

Diketahui dari hasil analisis ETABS $T_c = 0,518$ sec, $T_a = 0,5461$ sec, dan $T_{max} = 0,7645$ sec. Karena $T_c < T_{max}$ maka digunakan $T_a = T$ untuk perhitungan analisa gempa statis (jika perhitungan manual).

c. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Gaya gempa statis (EQS) harus 100% dari gaya gempa dinamik (EQD) dan apabila hal tersebut tidak terpenuhi, maka diperlukan penyesuaian pada skala faktor yang dimasukkan pada EQD (respons spektrum) pada ETABS. Dimana penskalaan sudah dimasukkan pada aplikasi, sehingga output perhitungan sudah tidak memerlukan penskalaan lebih lanjut. Berikut hasil dari pemodelan:

Tabel 4.8 Penskalaan Gempa
(Sumber: Penulis)

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
Spec Ex	LinRespSpec	Max		1928,62	56,6477	0	27,861	15881	11030,3	0	0	0
Spec Ey	LinRespSpec	Max		42,5724	1939,73	0	15839	29,208	34600,1	0	0	0
EQS-X	LinStatic	Step By Step	1	3812,33	0	0	0	23207	-21986	0	0	0
EQS-X	LinStatic	Step By Step	2	3812,33	0	0	0	23207	-21986	0	0	0
EQS-X	LinStatic	Step By Step	3	3812,33	0	0	0	23207	-21986	0	0	0
EQS-Y	LinStatic	Step By Step	4	0	3812,33	0	-23207	0	68093,8	0	0	0
EQS-Y	LinStatic	Step By Step	5	0	3812,33	0	-23207	0	68093,8	0	0	0

- Menghitung skala gaya geser dinamis arah x:

$$\text{Gaya Geser Dasar Statik (V}_s\text{)} \quad V_{s-x} = 3812,3309 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya Geser Dasar Dinamis (V}_D\text{)} \quad V_{D-x} = 1928,6185 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor Skala} \quad V_{s-x} / V_{D-x} = 1,976715924$$

OK, Tidak Perlu Skala Gempa

- Menghitung skala gaya geser dinamis arah y:

$$\text{Gaya Geser Dasar Statik (V}_s\text{)} \quad V_{s-y} = 3812,3309 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya Geser Dasar Dinamis (V}_D\text{)} \quad V_{D-y} = 1939,7325 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor Skala} \quad V_{s-y} / V_{D-y} = 1,965390022$$

OK, Tidak Perlu Skala Gempa

d. Kontrol Batas Simpangan (*drift*)

7.12.1 Batasan simpangan antar tingkat

Simpangan antar tingkat desain (Δ) seperti ditentukan dalam 7.8.6, atau 7.9, tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_u) seperti didapatkan dari Tabel 20 untuk semua tingkat.

Tabel 20 – Simpangan antar tingkat izin, Δ_u

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025h_{sx}$	$0,02h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata*	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

7.12.1.1 Rangka pemikul momen pada struktur yang didesain untuk kategori desain seismik D sampai F

Untuk sistem pemikul gaya seismik yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang didesain untuk kategori desain seismik D, E, atau F, simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi Δ_u/ρ untuk semua tingkat. ρ harus ditentukan sesuai dengan 0.

Gambar 4.22 Simpangan Antar Tingkat Izin

Pedoman untuk kontrol batas simpangan ditentukan oleh SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1. Penentuan batas simpangan harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa diatas dan dibawah tingkat yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal diizinkan untuk menghitung simpangan didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dan pusat massa tingkat diatasnya. Dalam menghitung simpangan antar lantai kondisi elastik, dibutuhkan data acuan sebagai berikut:

$$\text{Tinggi antar tingkat} \quad h_{sx} = 4000 \text{ mm}$$

Simpangan antar tingkat izin	$\Delta_s = 0,015 \times h_{sx} =$	60 mm
Faktor reduksi	$\rho =$	1,3
Simpangan antar tingkat inelastik	$\Delta_{max} = (0,015/\rho) \times h_{sx} =$	46,15385 mm
Faktor pembesaran defleksi	$C_d =$	5,50
Faktor keutamaan gempa	$I_e =$	1,5

Tabel 4.9 Hasil Defleksi Arah X

Hasil Defleksi Arah X									
TABLE: Joint Drifts									
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Disp X	Disp Y	Drift X	Drift Y
						mm	mm		
Story5	91	555	Spec Ex	LinRespSpec	Max	11,186	1,957	0,000523	8,6E-05
Story4	91	554	Spec Ex	LinRespSpec	Max	9,13	1,614	0,000439	7,3E-05
Story3	91	556	Spec Ex	LinRespSpec	Max	9,021	1,595	0,001112	0,00019
Story2	91	553	Spec Ex	LinRespSpec	Max	4,589	0,821	0,000671	0,00012
Story1	91	181	Spec Ex	LinRespSpec	Max	4,421	0,792	0,001105	0,0002
Base									

Tabel 4.10 Hasil Defleksi Arah Y

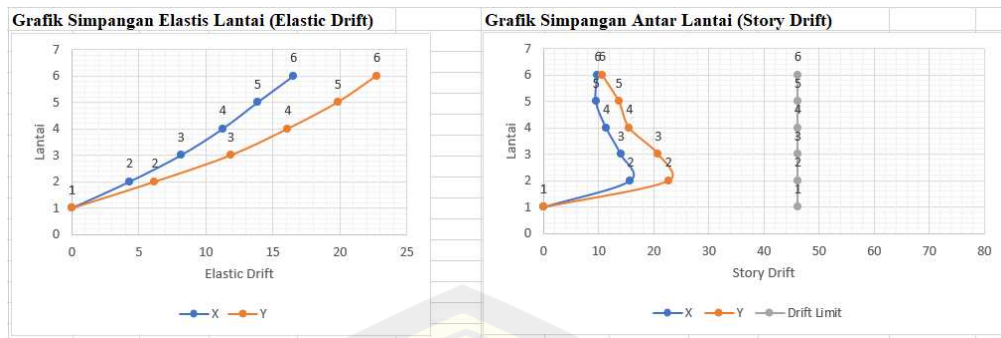
Hasil Defleksi Arah Y									
TABLE: Joint Drifts									
Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Disp X	Disp Y	Drift X	Drift Y
						mm	mm		
Story5	91	555	Spec Ey	LinRespSpec	Max	0,048	10,222	0,000009	0,00046
Story4	91	554	Spec Ey	LinRespSpec	Max	0,033	8,409	0,000004	0,00039
Story3	91	556	Spec Ey	LinRespSpec	Max	0,033	8,312	0,000006	0,00101
Story2	91	553	Spec Ey	LinRespSpec	Max	0,03	4,276	0,000003	0,00062
Story1	91	181	Spec Ey	LinRespSpec	Max	0,029	4,123	0,000007	0,00103
Base									

Setelah mendapatkan perpindahan elastis akibat gaya gempa maka dilakukan perhitungan simpangan antar lantai arah x dan y. Berikut hasil perhitungan dan grafik nya:

Tabel 4.11 Simpangan Antar Lantai X dan Y

(Sumber: Penulis)

Label	Story	Lantai	H (mm)	Simpangan Elastis (mm)		Perpindahan Yg Diperbesar		Simpangan Antar Lantai (mm)		Diizinkan/Drift Limit (mm)	Cek Ket. X	Cek Ket. Y
				X	Y	X	Y	X	Y			
91	Story5	6	4000	11,186	1,957	41,015	7,176	7,539	1,258	46,154	OK	OK
91	Story4	5	250	9,13	1,614	33,477	5,918	0,400	0,070	2,885	OK	OK
91	Story3	4	4000	9,021	1,595	33,077	5,848	16,251	2,838	46,154	OK	OK
91	Story2	3	250	4,589	0,821	16,826	3,010	0,616	0,106	2,885	OK	OK
91	Story1	2	4000	4,421	0,792	16,210	2,904	16,210	2,904	46,154	OK	OK
91	Base	1	250	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000	2,885	OK	OK



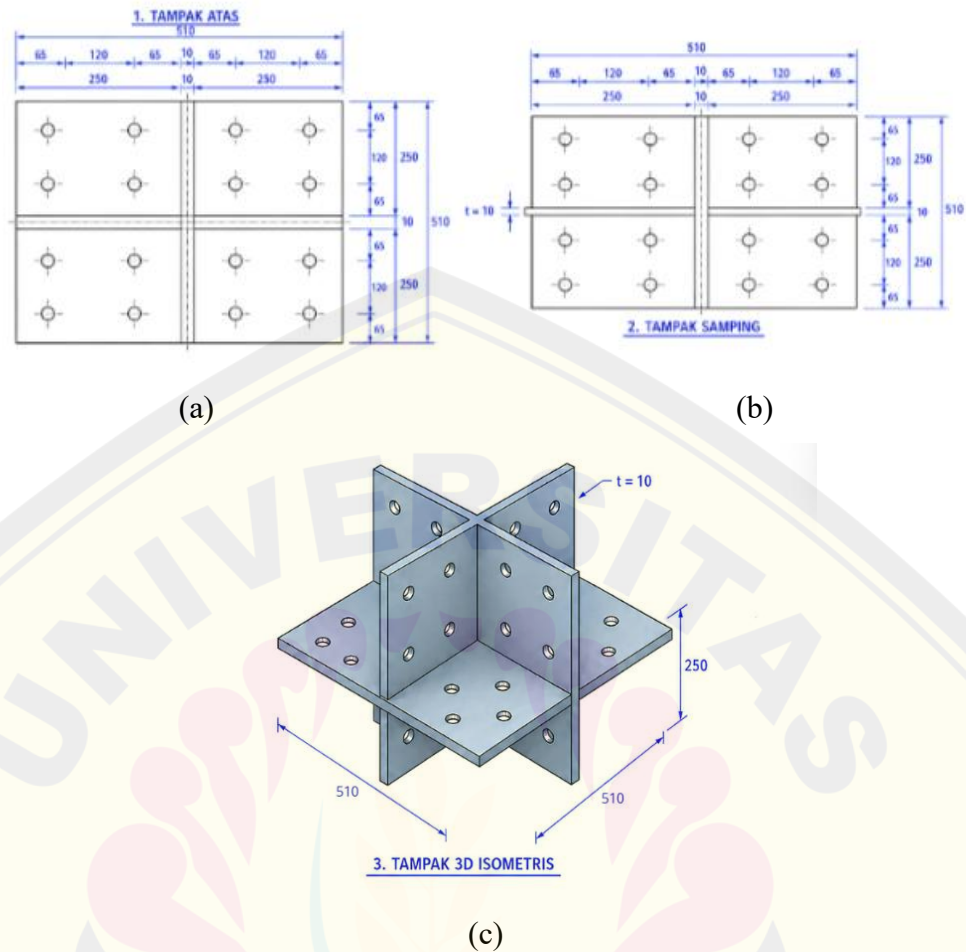
Gambar 4.23 Simpangan *Drift*
(Sumber: Penulis)

4.2 Pemodelan dan Analisis Detail Sambungan

4.2.1 Pemodelan Sambungan

1. Pelat Cruciform

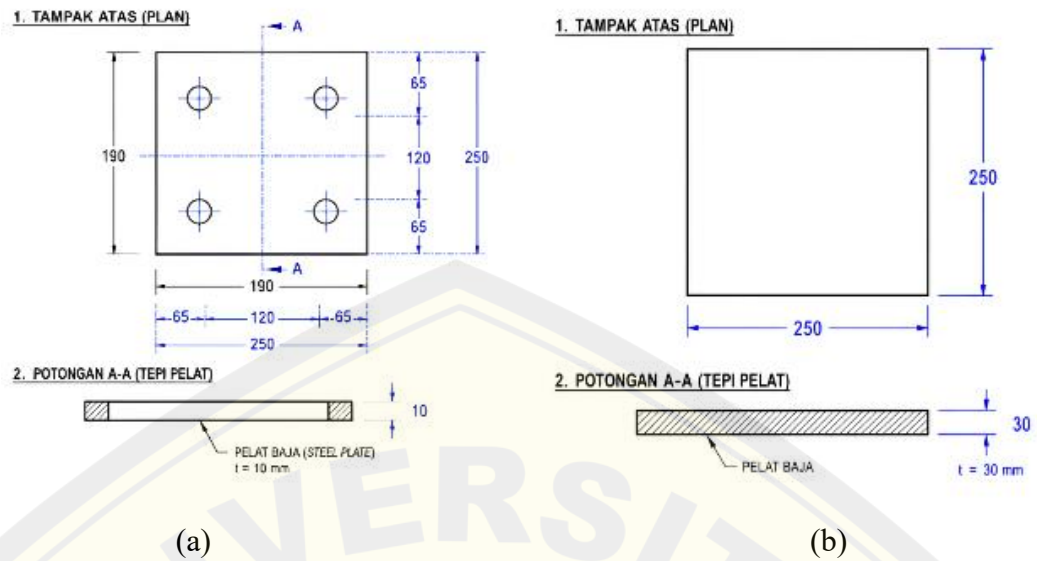
Dalam pemodelan, pelat cruciform dibuat dengan konfigurasi saling tegak lurus pada dua arah utama struktur. Setiap lengan pelat disesuaikan dengan posisi lubang baut agar dapat terhubung dengan pelat sambung dan elemen HSS.



Gambar 4.24 Pelat Cruciform (a) Tampak Atas, (b) Tampak Samping, (c) Tampak Isometri
(Sumber: Penulis)

2. Pelat Sambung

Pelat sambung dibagi menjadi dua, yaitu pelat penyambung kolom vertikal dan pelat penyambung eksternal. Berdasarkan data perencanaan sambungan, tebal pelat penyambung kolom vertikal yang digunakan adalah 30 mm dengan lebar pelat 250 mm. Sedangkan untuk penyambung antar kolom memiliki lebar 190 mm dengan lebar 10 mm yang diletakkan didalam kolom.

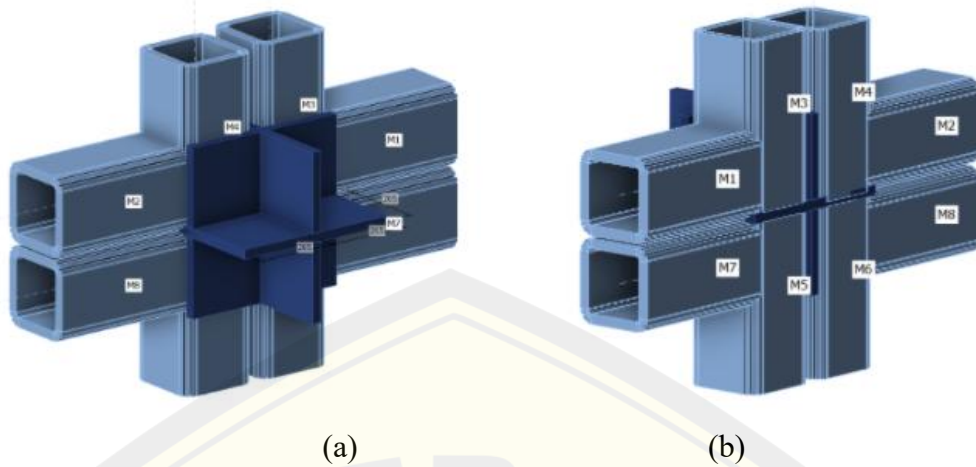


Gambar 4.25 (a) Pelat Sambungan Kolom Vertikal, (b) Pelat Sambungan Eksternal

(Sumber: Penulis)

3. Integrasi Sambungan

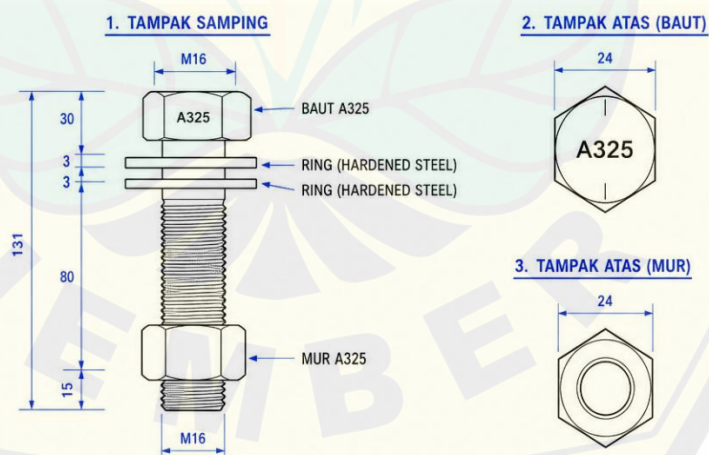
Integrasi sambungan dimodelkan dengan menyatukan seluruh komponen, yaitu kolom HSS, balok HSS, pelat cruciform, pelat sambung, baut, dan las menjadi satu sistem sambungan utuh. Pada model ini, kolom HSS berperan sebagai elemen vertikal utama, sedangkan balok HSS berperan sebagai elemen horizontal yang menyalurkan beban lantai dan beban lateral menuju kolom. Pelat cruciform ditempatkan pada zona pertemuan antar modul, kemudian dihubungkan dengan pelat sambung melalui baut mutu tinggi.



Gambar 4.26 Sambungan Modular Terintegrasi (a) Tampak Depan (b) Tampak Belakang
(Sumber: Penulis)

4. Detail Baut

Baut dimodelkan sebagai elemen pengikat utama pada sambungan cruciform. Baut yang digunakan adalah baut mutu tinggi A325 dengan diameter 20 mm. Jumlah baut total pada sambungan adalah 4 buah yang disusun dalam konfigurasi 2 baris dan 2 kolom. Pada model ini, jarak tepi rencana diambil sebesar 65 mm, sedangkan jarak antar baut rencana diambil sebesar 120 mm.



Gambar 4.27 Baut A325

(Sumber: Penulis)

4.2.2 Analisis Sambungan

Sambungan antar-modul merupakan komponen kritis dalam sistem bangunan prefabrikasi modular baja. Pada penelitian ini, sambungan yang dianalisis adalah sambungan kolom-balok interior (*interior connection*) yang menerima gaya dalam terbesar dari hasil analisis struktur menggunakan ETABS. Sambungan ini direncanakan menggunakan sistem sambungan baut mutu tinggi dan las sudut, dengan mengacu pada SNI 1729:2020 (Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural).

1. Data Perencanaan

Tabel 4.12 Tabel Data Perencanaan Sambungan
(Sumber: Penulis)

Profil Baja	HSS 250.250.30.30	Baja ASTM A500
Mutu Baja (fy)	348	MPa
Mutu Baja (fu)	450	MPa
Diameter Baut (db)	20	mm Baut A325
Jumlah Baut Total (ntotal)	4	bh 2 baris × 2 kolom
Mutu Baut (fub)	827	MPa A325
Tebal Las (a)	5	mm Las sudut
Mutu Las (fEXX)	490	MPa E70XX
Tebal Pelat Sambung (tp)	10	mm Pelat baja BJ A500
Lebar Pelat (bp)	250	mm Lebar kolom
Gaya Aksial Terfaktor (Pu)	30,1	kN Dari ETABS
Gaya Geser Terfaktor (Vu)	21,2	kN Dari ETABS
Momen Terfaktor (Mu)	13,5	kN Dari ETABS

2. Geometri Sambungan

Berdasarkan ketentuan SNI 1729:2020 Pasal J3.3 tentang jarak minimum dan maksimum baut, ditentukan geometri sambungan sebagai berikut:

Tabel 4.13 Data Geometri Sambungan

(Sumber: Penulis)

Jarak tepi minimum	$= 1,5 \times db$	30	mm
Jarak tepi maksimum	$= \min(150; 4tp + 100)$	140	mm
Jarak antar baut minimum	$= 3 \times db$	60	mm
Jarak antar baut maksimum	$= \min(300; 24tp)$	300	mm
Jarak tepi rencana (S1)	Diambil 65 mm		
Jarak antar baut rencana (S)	Diambil 120 mm		
Tebal pelat minimum	$= (h+b)/90$	5,6	Mm
Tebal pelat rencana	Diambil 10 mm		

3. Kontrol Kekuatan Las

Kontrol kekuatan las dilakukan berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal J2.4 untuk las sudut (*fillet weld*). Panjang las efektif dihitung berdasarkan keliling pelat sambung.

Panjang Las Efektif	$= 2 \times (bp + hp)$
(Lw)	$= 2 \times (250 + 250)$
	$= 1000 \text{ mm}$
Hitung Kuat Las Nominal (Rn)	$= 0,6 \times fEXX \times 0,707 \times a \times Lw$
[las sudut geser sama dengan	$= (0,6 \times 490 \times 0,707 \times 5 \times 1000)$
las sudut tarik]	$= 1039,3 \text{ kN}$
Hitung Kapasitas Desain Kuat	$= 0,75 \times Rn$
Las (ΦRn)	$= 0,75 \times 1039,3$
	$= 779,5 \text{ kN}$
Rasio Interaksi Kuat Las	$= \Phi Rn > Vu$
	$= 779,3 > 21,1$
	$= 0,02718$

(Syarat: $\Phi Rn > Vu$) AMAN

Berdasarkan hasil di atas, sambungan las aman terhadap gaya geser yang terjadi, dikarenakan nilai rasio utilisasi tidak lebih besar dari 1.

4. Kontrol Kekuatan Baut

Kontrol kekuatan baut dilakukan berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal J3.1 sampai J3.7, mencakup kuat geser, kuat tarik, interaksi geser-tarik, dan kuat tumpu pelat.

Luas baut (A_b)	=	$(\pi / 4) \times d_b^2$
	=	$(\pi / 4) \times 20^2$
	=	314,1592 mm
Hitung Kuat Geser Baut nominal (R_{nv})	=	$0,5 \times f_{ub} \times A_b$
	=	$0,5 \times 827 \times 314,2$
	=	129,90 kN
Faktor Reduksi Geser (ϕ_v)	=	0,75
Hitung kapasitas Geser Rencana (ΦR_{nv})	=	$0,75 \times R_{nv}$
	=	$0,75 \times 129,90$
	=	97,429 kN
Hitung Kuat Tarik Baut nominal (R_{nv})	=	$0,75 \times f_{ub} \times A_b$
	=	$0,75 \times 827 \times 314,2$
	=	194,86 kN
Faktor reduksi tarik (ϕ_t)	=	0,75
Hitung kapasitas Tarik rencana (ΦR_{nt})	=	$0,75 \times R_{nt}$
	=	$0,75 \times 194,86$
	=	146,14 kN
Gaya yang Terjadi pada Baut:		
Gaya Lintang (R_{uv})	=	V_u / n
	=	$21,2 / 4$
	=	5,30 kN
Gaya Nominal (R_{ut})	=	M_u / n
	=	$13,5 / 4$
	=	7,53 kN
Gaya Tarik akibat Momen	Jarak baut terhadap garis netral:	

$$= y_1=y_2= (S \times 4)+(S_1 \times 2)+100$$

$$= y_1=y_2= (120 \times 4)+(65 \times 2)+100=710$$

$$= y_3=y_4= (120 \times 3)+(65 \times 2)+100=590$$

$$= \Sigma y^2 = 2 * (y_1^2 + y_3^2 + y_5^2)$$

$$1704400 \text{ mm}^2$$

Rut Aksial	=	$\frac{13,5 \times 710 \times 10^{-3}}{1704400 \times 10^{-6}}$
	=	5,6 kN

Ru total = Rut aksial + Rut momen	=	7,53 + 5,6
	=	13,13 kN

Rasio Interaksi Geser-Tarik (AISC J3-7)	=	$\left(\frac{R_{uv}}{\phi R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{R_{ut}}{\phi R_{nt}}\right)^2 \leq 1$
	=	$\left(\frac{5,30}{97,43}\right)^2 + \left(\frac{13,13}{146,14}\right)^2 \leq 1$
	=	0,001103
		(Syarat: ≤ 1.0) AMAN

Hitung Kuat Tumpu Pelat nominal (Rn)	=	$2,4 \times db \times tp \times fu$
	=	$2,4 \times 20 \times 10 \times 450$
	=	216 kN

Faktor reduksi geser (ϕ_b)	=	0,75
Kuat Kapasitaas Tumpu Pelat Rencana (Rn) [J3.6a]	=	$0,75 * R_n$
	=	$0,75 * 216$
	=	162 kN

Rasio Interaksi Tumpu Pelat	=	Syarat $R_n > P_u$
	=	$162 > 30,1$

$$= 0,19$$

(Syarat: $R_n > P_u$) **AMAN**

Karena nilai P_u tidak lebih besar dari nilai ϕR_n dan nilai rasio utilisasi tidak lebih besar dari 1, maka kuat tumpu pelat terpenuhi.

5. Kontrol Pelat Sambung

Kontrol pelat sambung dilakukan terhadap dua kondisi: leleh dan fraktur, berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal J4.1 dan J4.2.

Luas Penampang Bruto (A_g)	=	$b_p \times t_p$ = 250×10 = $0,0025 \text{ m}^2$
Luas Penampang Neto (A_n)	=	$A_g - n \text{ baut}$ = $0,0025 - (2 \times 20 \times 10)$ = $0,0021 \text{ m}^2$
Hitung Kuat Leleh nominal (R_{ny})	=	$f_y \times A_g$ = $0,0025 \times 348$ = 870 kN
Faktor reduksi Leleh (ϕ_y)	=	0,9
Kuat Kapasitas Leleh Rencana (ϕR_{ny})	=	$0,9 \times R_{ny}$ = $0,9 \times 870$ = 783 kN
Rasio Interaksi Leleh	=	$P_u / \phi R_{ny}$ = $30,1 / 783$ = $0,0384$ (Syarat: ≤ 1.0) AMAN
Hitung Kuat Fraktur nominal (R_{nf})	=	$f_u \times A_n$ = $0,0021 \times 450$ = 945 kN
Faktor Reduksi Fraktur (ϕ_f)	=	0,9
Kuat Kapasitaas Fraktur Rencana (ϕR_{nf})	=	$0,9 \times R_{nf}$ = $0,9 \times 945$

$$\begin{aligned}
 &= 709 \text{ kN} \\
 \text{Rasio Interaksi Fraktur} &= P_u / \phi R_n \\
 &= 30,1 / 709 \\
 &= 0,04247 \\
 &\text{(Syarat: } \leq 1.0) \text{ AMAN}
 \end{aligned}$$

Karena nilai rasio utilisasi kuat leleh dan kuat fraktur tidak lebih besar dari satu, maka kuat rangka baja dianggap AMAN.

6. Kontrol Blok Geser

Kontrol blok geser dilakukan berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal J4.3 untuk mencegah kegagalan pada area pelat yang mengalami kombinasi geser dan tarik.

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Geser Neto} &= 2(h_p - S_1) \times t_p \\
 (\text{Anv}) &= 2(250 - 65) \times 10 \\
 &= 0,0037 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas Tarik Neto (Ant)} &= b_p \times t_p \\
 &= 20 \times 10 \\
 &= 0,0002 \text{ m}^2 \\
 \text{Hitung Kuat Geser} &= f_u \times \text{Anv} + f_y \times \text{Ant} \\
 \text{Balok Nominal (Rn)} &= 450 \times 0,0037 + 0,0002 \times 348 \\
 &= 1735 \text{ kN} \\
 \text{Faktor reduksi } (\phi_s) &= 0,75 \\
 \text{Kuat Kapasitas Geser} &= 0,75 \times R_n \\
 \text{Balok Rencana } (\phi R_n) &= 0,75 \times 1735 \\
 &= 1300 \text{ kN} \\
 \text{Rasio Interaksi Blok} &= P_u / \phi R_n \\
 \text{Geser} &= 30,1 / 1300 \\
 &= 0,02314 \\
 &\text{(Syarat: } \leq 1.0) \text{ AMAN}
 \end{aligned}$$

7. Rekapitulasi Analisis Sambungan

Tabel 4.14 Rekapitulasi Analisis Sambungan

(Sumber: Penulis)

Baut (geser+tangk) =	0,01103	<	1	OK!!
Las	0,02718	<	1	OK!!
Pelat (leleh)	0,03844	<	1	OK!!
Pelat (fraktur)	0,04247	<	1	OK!!
Blok geser	0,02314	<	1	OK!!



Gambar 4.28 Jalur Transfer Gaya Sambungan

(Sumber: Penulis)