

Modifikasi Perancangan Hotel Ibis Style Semarang Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton dan Sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF)

Rizky Tri Amalia & Harun Al Rasyid

Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Indonesia

ABSTRAK

Bangunan tinggi di wilayah seismik seperti Hotel Ibis Style Semarang (14 lantai) memerlukan sistem struktur yang mampu menyerap energi gempa secara optimal. Oleh karena itu, diperlukan modifikasi sistem untuk menjamin kinerja seismik yang lebih unggul. Proses rekayasa struktur dalam perancangan ini menggunakan transformasi sistem menjadi struktur komposit baja-beton dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Perancangan mengacu pada standar SNI 1729:2015 (baja), SNI 1727:2013 (beban), SNI 1726-2012 (gempa), dan SNI 2847:2013 (beton). Validasi kinerja dilakukan melalui pemodelan 3D dan analisis respons dinamik menggunakan ETABS v16, dengan verifikasi terhadap kekuatan elemen, stabilitas, dan simpangan antar-tingkat. Hasil analisis membuktikan bahwa seluruh elemen struktur memenuhi persyaratan SNI. Modifikasi sistem menjadi struktur komposit-EBF telah berhasil mengatasi gap kinerja seismik desain awal, sekaligus menawarkan solusi efisien untuk bangunan tinggi di daerah rawan gempa.

Kata Kunci: Daktilitas, Seismik, CFT, EBF, Link, Bracing

ABSTRACT

High-rise buildings in seismic areas such as the Ibis Style Semarang Hotel (14 floors) require structural systems that can optimally absorb earthquake energy. Therefore, system modifications are needed to ensure superior seismic performance. The structural engineering process in this design uses a system transformation into a steel-concrete composite structure with an *Eccentrically Braced Frame* (EBF) system. The design refers to the SNI 1729:2015 (steel), SNI 1727:2013 (load), SNI 1726-2012 (earthquake), and SNI 2847:2013 (concrete) standards. Performance validation was carried out through 3D modeling and dynamic response analysis using ETABS v16, with verification of element strength, stability, and inter-story drift. The analysis results prove that all structural elements meet SNI requirements. The modification of the system into a composite-EBF structure has successfully overcome the seismic performance gap in the initial design, while offering an efficient solution for high-rise buildings in earthquake-prone areas.

Keywords: Ductility, Seismic, CFT, EBF, Link, Bracing



This article is licensed under a [Creative Commons Attribution 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

*Corresponding Author:

E-Mail : Rizkytriamalia20@gmail.com

Address : Jl. Raya Rungkut Madya No. 1, Gunung Anyar, Surabaya, 60294.

Page: 37-49

OPEN  ACCESS

PENDAHULUAN

Saat ini terdapat Hotel Ibis Style Semarang yang berlokasi di Jalan Gajah Mada, Kawasan Simpang Lima, Semarang yang dibangun dengan struktur bangunan beton bertulang dengan jumlah 14 lantai. Sebagai bangunan gedung tinggi (*high rise building*) yang memberikan pelayanan terhadap orang banyak, Hotel Ibis Style dituntut untuk memperhatikan kekuatan, kekakuan, daktilitas, serta kemampuan dalam perencanaannya untuk mereduksi energi gempa yang suatu waktu dapat terjadi. Berdasarkan Peta Bahaya Gempa Indonesia 2017 [1], lokasi proyek termasuk dalam Wilayah Gempa 4 dengan percepatan batuan dasar (PGA) 0,5g- 0,6g, menempatkannya pada kategori risiko seismik tinggi.

Hotel Ibis Style yang saat ini dibangun dengan struktur beton bertulang memiliki beberapa kekurangan antara lain bersifat kurang fleksibel dan mempunyai daktilitas yang rendah untuk mencegah rentannya terjadi keruntuhan disebabkan kegagalan struktur akibat gempa. Sedangkan material baja memiliki beberapa keuntungan antara lain yaitu berat profil yang relatif ringan dapat menjadikan berat keseluruhan struktur lebih ringan dibandingkan penggunaan material beton bertulang, hal ini menyebabkan beban lateral yang diterima struktur akan berkurang dan membuat gedung lebih tahan gempa. Baja juga memiliki sifat daktil yang menyebabkan baja dapat mengalami deformasi yang besar di bawah pengaruh tegangan tarik yang tinggi tanpa hancur dan putus. Sifat ini dapat mencegah proses robohnya bangunan secara tiba-tiba apabila terjadi gempa [2].

Sistem yang tepat digunakan untuk struktur baja tahan gempa adalah *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Sistem ini merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain MRF dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain CBF. EBF memiliki daktilitas yang tinggi seperti halnya pada sistem rangka pemikul momen tetapi juga memiliki kekakuan yang tinggi seperti CBF [3]. Karakteristik unik EBF memungkinkan desain "fuse seismik" terkendali, di mana link beams berfungsi sebagai komponen pengganti kerusakan (*sacrificial element*) sehingga kerusakan non-struktural dapat dikurangi hingga 60% [4]. Kombinasi dengan kolom *Concrete-Filled Tube* (CFT) semakin meningkatkan kinerja sistem, di mana interaksi beton-baja pada elemen tekan memberikan peningkatan daktilitas hingga 40% dibanding kolom baja konvensional [5].

Didasarkan pada beberapa hal di atas, maka dilakukan modifikasi pada perancangan Hotel Ibis Style yang semula menggunakan struktur beton bertulang dengan ketinggian 14 lantai menjadi struktur bangunan baja komposit dengan material struktur utama pada kolom berupa *Concrete Filled Steel Tube Column* (CFT) serta menggunakan sistem struktur berupa *Eccentrically Braced Frame* (EBF) dengan jumlah lantai yang sama dengan sebelumnya yaitu 14 lantai.

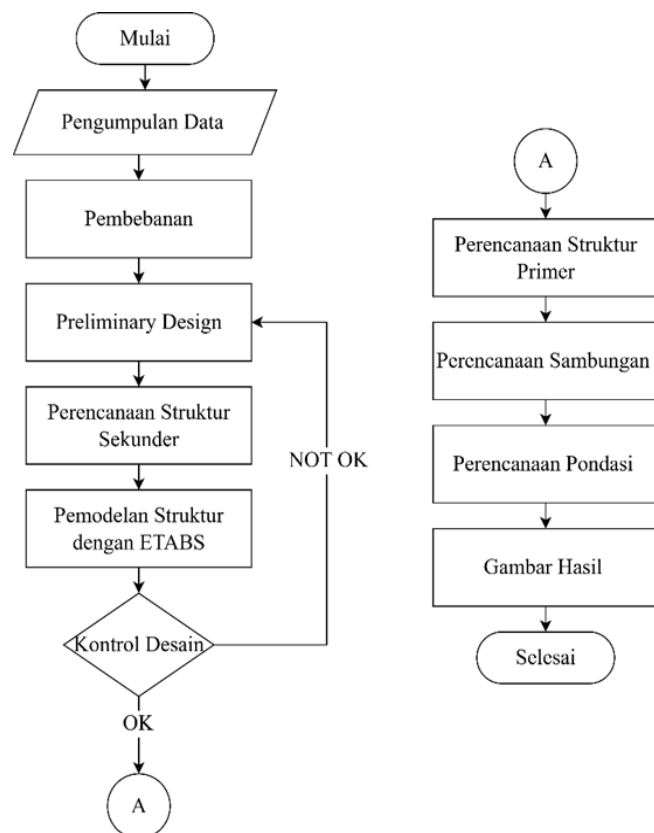
METODE

Secara garis besar proses perancangan dilakukan sesuai dengan Gambar 1 dan dimulai dengan tahap pengumpulan data dan studi literatur. Pada tahap ini, informasi yang relevan mengenai standar bangunan, karakteristik material, data gambar kerja bangunan

sebelumnya, data tanah, serta analisis struktur yang telah ada sebelumnya dikumpulkan. Data ini menjadi dasar untuk memahami konteks dan kebutuhan perancangan, serta untuk memastikan bahwa desain yang diusulkan memenuhi peraturan yang berlaku dan kebutuhan fungsional hotel.

Setelah pengumpulan data, langkah berikutnya adalah pembebanan, di mana berbagai beban yang akan diterima oleh bangunan, seperti beban mati, beban hidup, dan beban lingkungan, dihitung sesuai dengan SNI 1727-2013 [6]. Pembebanan gempa menggunakan respons spektrum dihitung sesuai dengan SNI 1726-2012 [7]. Selanjutnya, tahap *preliminary design* dilakukan untuk mendapatkan dimensi awal dari struktur, termasuk pemilihan material dan sistem struktur yang akan digunakan. Dalam hal ini, struktur komposit baja-beton dan sistem EBF dipilih karena keunggulannya dalam memberikan stabilitas dan kekuatan yang diperlukan.

Tahap perencanaan struktur sekunder dan pembebanan struktur primer mengikuti *preliminary design*. Di sini, detail lebih lanjut mengenai elemen-elemen struktur seperti kolom, balok, dan dinding geser dirancang. Pemodelan struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak ETABS, yang memungkinkan analisis dan simulasi perilaku struktur di bawah berbagai kondisi beban. Kontrol desain kemudian dilakukan untuk memastikan bahwa semua elemen struktur memenuhi kriteria keamanan dan performa yang ditetapkan. Hal ini mencakup pemeriksaan terhadap deformasi, tegangan, dan stabilitas struktur secara keseluruhan.



Gambar 1. Flowchart perancangan

Setelah kontrol desain, dilakukan perencanaan struktur primer serta perancangan sambungan dan pondasi. Sambungan yang dirancang harus mampu mentransfer beban antara elemen struktur dengan efektif, sementara pondasi harus dirancang untuk mendukung seluruh bobot bangunan dan memastikan stabilitasnya. Terakhir, gambar hasil dari seluruh proses perancangan disusun, yang mencakup semua detail teknis dan spesifikasi yang diperlukan untuk pelaksanaan konstruksi.

HASIL DAN PEMBAHASAN

Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder meliputi pelat atap dan lantai, balok anak, tangga dan bordes, dan lift. Secara rinci hasil perancangan dapat dilihat berikut ini:

a. Pelat Atap dan Lantai

Pelat atap dan pelat lantai direncanakan menggunakan tabel perencanaan praktis dari *Super Floor Deck* dengan ketebalan 0,75 mm. Rekapitulasi perhitungan pelat seperti pada Tabel 1.

b. Perencanaan Balok Anak

Balok anak direncanakan menggunakan profil WF BJ-41. Rekapitulasi perhitungan balok anak seperti pada Tabel 2.

Tabel 1. Rekapitulasi Perhitungan Pelat

Lantai	Fungsi	Tebal (mm)	Tul. Negatif (mm)	Stud (mm)	Jarak Stud (mm)
Atap	Atap	90	M8-250	2D16	400
Lt. 5-14	Hunian/parkiran	90	M8-200	2D16	300
Lt. 2-4	Ruang publik	100	M8-100	2D16	200

Sumber: Data Diolah

Tabel 2. Rekapitulasi Perhitungan Balok Anak

Lantai	Fungsi	Tipe	Bentang (mm)	Dimensi profil	
Atap	Atap	BA5	7000	WF	400x200x8x13
		BA6	6475	WF	300x150x6,5x9
Lt. 5-14	Hunian dan parkiran	BA3	7000	WF	450x200x8x12
		BA4	6475	WF	350x175x6x9
Lt. 2-4	Ruang publik	BA1	7000	WF	450x200x9x14
		BA2	6475	WF	350x175x7x11

Sumber: Data Diolah

Tabel 3. Rekapitulasi Perhitungan Tangga Dan Bordes

Tipe	Dimensi/tebal profil (mm)	
Balok utama tangga	WF	200x100x4,5x7
Balok penumpu tangga	WF	200x150x6x9
Balok bordes	WF	100x50x5x7
Pelat Bordes	<i>t</i>	6
Hand Railing	<i>D</i>	10
Pelat Anak Tangga	<i>t</i>	4
Siku Anak Tangga	<i>L</i>	50x50x7

Sumber: Data Diolah

c. Perencanaan Tangga dan Bordes

Pada modifikasi gedung ini tangga direncanakan menggunakan struktur baja. Hasil perhitungan seperti pada Tabel 3. Data teknis yang digunakan sebagai berikut:

- a) Mutu baja = 2500 kg/cm² (BJ-41)
- b) Tinggi antar lantai = 3300 mm
- c) Tinggi bordes = 1650 mm
- d) Panjang tangga = 2700 mm
- e) Lebar tangga = 1200 mm
- f) Lebar bordes = 1200 mm
- g) Lebar injakan (i) = 300 mm
- h) Tinggi injakan (t) = 170 mm
- i) *Hand railing* = 200 mm

d. Perencanaan Lift

Pada perancangan gedung ini lift penumpang direncanakan menggunakan produk Hyundai dengan data sebagai berikut:

- a) Tipe lift = *Passenger lift 2 car*
- b) Kapasitas = 15 orang (1000 kg)
- c) Lebar pintu (*opening width*) = 900 mm
- d) Dimensi ruang luncur = 4150 x 2150 mm (*hoistway inside*)
- e) Dimensi ruang mesin = 4150 x 2150 mm
- f) Dimensi balok penggantung = WF 300x200x8x12

Kontrol Desain Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dilakukan dengan program bantu ETABS Versi 16.02. Pembebanan pada struktur mengacu pada ASCE 7-10 [8], SNI 1727-2013 [6] dan SNI 2847-2013 [9]. Sedangkan untuk kontrol desain mengacu pada SNI 1726-2012 [7] dengan hasil sebagai berikut:

a. Kontrol partisipasi massa

Analisis diizinkan untuk memasukkan jumlah ragam yang minimum untuk mencapai massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing

arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model [7]. Keluaran kontrol partisipasi massa telah mencapai 90% seperti pada Tabel 4.

b. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Perkiraan periode waktu getar alami fundamental (T) dalam detik harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Dimana:

$C_t = 0,0731$; $x = 0,75$; $h_n = 49,8$ m; nilai C_u didapat dari Tabel 17 SNI 1726-2012 untuk $S_{D1} = 0,616g$.

Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T_a = 0,0731 \times 49,8^{0,75} = 1,37 \text{ detik}$$

$$T = C_u \times T_a = 1,4 \times 1,37 = 1,92 \text{ detik}$$

Dari Tabel 7 (ETABS) diperoleh $T_c = 1,001$ detik maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \times T$ jadi analisis tersebut memenuhi syarat.

Tabel 4. Output modal load participation ratios

Case	Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,001	0,0006	0,7035
Modal	2	0,903	0,6947	0,7043
Modal	3	0,703	0,7265	0,7044
Modal	4	0,361	0,7265	0,8755
Modal	5	0,318	0,8836	0,8755
Modal	6	0,266	0,8865	0,8758
Modal	7	0,204	0,8865	0,9288
Modal	8	0,181	0,9367	0,9288
Modal	9	0,151	0,9373	0,9291
Modal	10	0,140	0,9373	0,9558
Modal	11	0,124	0,9613	0,9558
Modal	12	0,107	0,9613	0,9654

Sumber: Data Diolah

Tabel 5. Kontrol waktu fundamental

Case	Mode	Period (sec)	Frequency (cyc/sec)	Circular Frequency (rad/sec)	Eigenvalue (rad ² /sec ²)
Modal	1	1,001	0,999	6,2761	39,389
...	...	...	...	...	...
Modal	12	0,107	9,33	58,6202	3436,3289

Sumber: Data Diolah

c. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Pasal 7.9.1.4.1 SNI 1726-2012 menyatakan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100 % dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t . Hasil kontrol nilai akhir respons spektrum seperti pada Tabel 6.

d. Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai

Gaya gempa akan menyebabkan struktur mengalami simpangan horizontal (*drift*). Maka dari itu struktur dianalisis terhadap simpangan dengan hasil seperti pada Tabel 7. Tabel 6. Kontrol nilai akhir respons spektrum

Ket.	$V_{dinamik}$ (kg)	V_{statik} (kg)	$V_{dinamik} \geq V_{statik}$
RSX	584838,79	583667,13	OK
RSY	583987,38	583667,13	OK

Sumber: Data Diolah

Tabel 7. Kontrol simpangan arah akibat gempa

Lantai	Elevasi h_i (m)	Tinggi antar lantai h_{sx} (m)	Simpangan Δ_e (mm)	C_d	Pembesaran simpangan $\Delta_i = \Delta_e \cdot C_d$ (mm)	Simpangan ijin antar lantai $\Delta_a = 0,02 h_{sx}$ (mm)	Cek
Story15	49,8	2,4	-6,203	4	-24,812	48	OK
Story14	47,4	3,3	2,927	4	11,708	66	OK
Story13	44,1	3,3	3,451	4	13,804	66	OK
Story12	40,8	3,3	4,134	4	16,536	66	OK
Story11	37,5	3,3	4,821	4	19,284	66	OK
Story10	34,2	3,3	5,131	4	20,524	66	OK
Story9	30,9	3,3	5,604	4	22,416	66	OK
Story8	27,6	3,3	5,972	4	23,888	66	OK
Story7	24,3	3,3	6,172	4	24,688	66	OK
Story6	21	3,3	6,239	4	24,956	66	OK
Story5	17,7	3,3	6,033	4	24,132	66	OK
Story4	14,4	3,3	5,716	4	22,864	66	OK
Story3	11,1	3,3	5,197	4	20,788	66	OK
Story2	7,8	3,3	4,815	4	19,260	66	OK
Story1	4,5	3,3	4,700	4	18,800	66	OK
Base	0	4,5	0,000	4	0,000	90	OK

Sumber: Data Diolah

e. Kontrol Sistem Ganda

Pasal 7.2.5.1 SNI 1726-2012 menyatakan bahwa rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain sehingga tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan bresing eksentris dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. Hasil kontrol seperti pada Tabel 8.

Perencanaan Struktur Primer

Analisis pada struktur primer dilakukan dengan program bantu ETABS Versi 16.02 dengan hasil sebagai berikut.

a. Balok Induk

Direncanakan terdapat tiga tipe balok induk pada gedung ini baik dalam arah melintang maupun memanjang. Contoh perhitungan pada balok tipe BI1 dengan *output* dari ETABS diperoleh gaya dalam sebagai berikut:

$$\phi M_n = 140750,282 \text{ kgm} \geq M_u = 40994,91 \text{ kgm}$$

$$\phi V_n = 121446 \text{ kg} \geq V_u = 13508,55 \text{ kg}$$

$$f' = 1,94 \text{ cm} \geq f'' = 0,06 \text{ cm}$$

Rekapitulasi perhitungan balok induk seperti pada Tabel 9.

Tabel 8. Kontrol sistem ganda akibat gempa

Beban Lateral	Gempa Arah X				Gempa Arah Y			
	SRBE	SRPM	SRBE	SRPM	SRBE	SRPM	SRBE	SRPM
	(kgf)	(kgf)	(%)	(%)	(kgf)	(kgf)	(%)	(%)
FX	296266,53	272641,62	52,08	47,92	89952,76	89042,23	50,25	49,75
FY	116762,23	107672,16	52,03	47,97	298561,31	282115,53	51,42	48,58

Sumber: Data Diolah

Tabel 9. Rekapitulasi perhitungan balok induk

Lt.	Fungsi	Tipe	Melintang	Memanjang
Atap	Atap	BI3	WF 500x300x11x15	WF 500x300x11x15
Lt. 5-14	Hunian/parkiran	BI2	WF 600x300x12x20	WF 600x300x12x20
Lt. 2-4	Ruang publik	BI1	WF 700x300x13x20	WF 700x300x13x20

Sumber: Data Diolah

b. Kolom

Direncanakan terdapat tiga tipe kolom pada gedung ini. Contoh perhitungan pada kolom tipe K1 dengan output dari ETABS diperoleh gaya dalam sebagai berikut:

$$M_n = 278100 \text{ kgm} \geq M_u = 67432,69 \text{ kgm}$$

Kontrol interaksi aksial-momen:

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1253639,41 \text{ kg}}{2288155,95 \text{ kg}} = 0,547 > 0,2$$

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

$$0,547 + \frac{8}{9} \left(\frac{72304,876 \text{ kgm}}{278100 \text{ kgm}} + \frac{37950,222 \text{ kgm}}{278100 \text{ kgm}} \right) \leq 1$$

$$0,900 < 1 \text{ (OK)}$$

Rekapitulasi perhitungan kolom seperti pada Tabel 10.

c. Link dan pengaku *link*

Balok *link* pada setiap lantai direncanakan memiliki dimensi yang sama dengan balok induk pada lantai tersebut. Balok *link* pada gedung ini direncanakan dengan tipe pendek yang memenuhi $< 1,6M_p/V_p$ yaitu dengan dominan geser. Contoh perhitungan link arah X sebagai berikut dengan gaya dalam dari program ETABS.

$$e = 1,5 \text{ cm} \leq \frac{1,6 M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 135350 \text{ kgm}}{127140 \text{ kg}} = 1,7 \text{ m (OK)}$$

$$\alpha = 0,000088 \text{ rad} < \alpha_{maks} = 0,08 \text{ rad (OK)}$$

$$V_u = 41668,25 \text{ kg} < \phi V_n = 114426 \text{ kg (OK)}$$

$$N_u = 4754,74 \text{ kg} < 0,15 N_y = 79312,5 \text{ kg (OK)}$$

Pengaku untuk nilai $e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p}$ dan sudut rotasi $< 0,08 \text{ rad}$ harus direncanakan

memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga berikut:

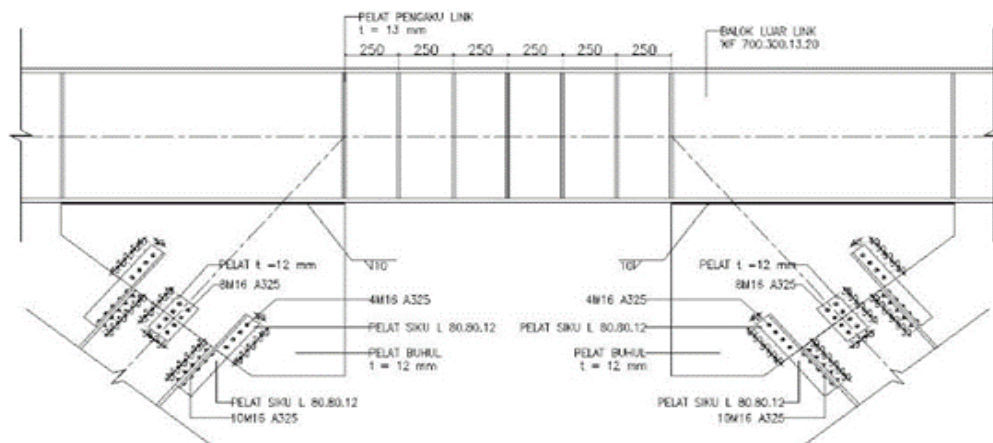
$$30t_w - d/5 = 30 \times 13 \text{ mm} - 692 \text{ mm}/5 = 251,6 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Pengaku link dengan tinggi profil lebih tinggi dari 600 mm dipasang pada kedua sisi pelat badan link. Ketebalan pengaku diambil harga terbesar dari: $t_w = 13 \text{ mm}$ atau 10 mm maka digunakan 13 mm. Lebar pengaku = $b_f/2 - t_w = 300 \text{ mm}/2 - 13 \text{ mm} = 137 \text{ mm}$. Contoh *link* seperti pada Gambar 2.

Tabel 10. Rekapitulasi perhitungan kolom

Lantai	Fungsi	Dimensi Kolom
Lt. 10 - 14	Hunian	HSS CFT 500x500x22x22
Lt. 5 - 9	Hunian dan parkir	HSS CFT 600x600x22x22
Lt. 1 - 4	Ruang publik	HSS CFT 700x700x22x22

Sumber: Data Diolah



Gambar 2. Elemen *link* dan pengaku

d. Balok Diluar *Link*

Balok diluar *link* direncanakan memiliki dimensi profil yang sama dengan balok link. Berdasarkan peraturan SNI 1729-2002 Pasal 15.13.6.2 kuat perlu balok di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar $R_y V_n$ dengan V_n ditentukan dari nilai terkecil geser nominal pada perhitungan link [10].

Kontrol interaksi geser lentur yang terjadi :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{37397,9 \text{ kgm}}{121815 \text{ kgm}} + 0,625 \frac{209781 \text{ kg}}{182169 \text{ kg}} \leq 1,375$$

$$1,03 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

e. Bresing

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15. Berdasarkan peraturan SNI 1729-2002 Pasal 15.13.6.1 kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari link sebesar $1,25 R_y V_n$. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar daripada kuat perlu elemen link. Baik bresing tarik maupun bresing tekan telah memenuhi persyaratan sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Perencanaan Struktur Bawah

a. Perencanaan Pondasi

Gedung ini didirikan di atas tanah lunak maka direncanakan digunakan tiang pancang *precast concrete pile* produk PT. WIKA BETON dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat
- Mutu tiang pancang (f'_c) = 52 MPa
- Diameter tiang = 800 mm

d) Tebal tiang	= 120 mm
e) Klasifikasi	= A1
f) Berat	= 641 kg/m
g) Panjang	= 6 - 16 m
h) <i>Bending moment crack</i>	= 40 tm
i) <i>Bending moment ultimate</i>	= 60 tm
j) <i>Allowable axial load</i>	= 415 t

Penentuan kedalaman tiang pancang dipakai nilai Q ijin tanah dimana setara dengan $\frac{1}{2} Q_{allowable\ axial}$ bahan tiang pancang. $Q_{allowable}$ bahan tiang berdiameter 80 cm tipe A1 diketahui 415 ton dan nilai $\frac{1}{2} Q_{allowable\ axial}$ bahan adalah 207,5 ton. Sehingga dipakai daya dukung tiang terkoreksi pada kedalaman 22 m dengan $Q_{ijin\ tiang\ tunggal} = 213,95$ ton.

Perhitungan daya dukung kelompok tiang menggunakan formula Mayeefhof dan Bazara dengan hasil sebagai berikut:

$$P_{maks} = 132,235 \text{ T}$$

$$P_{ijin\ 1\ tiang} = 162,126 \text{ T}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{maks} = 132,235 \text{ T} < P_{ijin\ 1\ tiang} = 162,126 \text{ T (OK)}$$

b. Perencanaan poer

Pada perhitungan penulangan lentur pada poer, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom dan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer [11]. Hasil perhitungan dimensi dan penulangan poer seperti pada Tabel 11.

c. Perencanaan kolom pedestal

Kolom pedestal direncanakan berukuran 1000 mm x 1000 mm dengan mutu $f'_c = 50$ MPa. Besarnya gaya-gaya dalam kolom diperoleh dari program bantu ETABS Versi 16.02 dengan hasil sebagai berikut:

$$P_u = 2253401,1 \text{ kg} = 22534 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 22588,67 \text{ kg} = 225,887 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 28679,84 \text{ kg} = 286,798 \text{ kNm}$$

$$V_u = 38152,45 \text{ kg} = 381,525 \text{ kN}$$

Direncanakan digunakan tulangan 20D32 dilakukan analisis dengan program bantu PCACol. diketahui bahwa diagram kapasitas kolom menunjukkan kemampuan sloof telah memenuhi dengan rasio tulangan $\rho = 1,64\%$. Dimana disyaratkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1 bahwa luas tulangan longitudinal A_{st} struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$ [9]. Pada penulangan geser dipasang tulangan geser praktis 4 kaki D13-150.

Tabel 11. Rekapitulasi perhitungan penulangan poer

Tipe	Dimensi (mm)	Penulangan Arah X	Penulangan Arah Y
PC-1	4000x4000x1000	D16-125 mm	D16-125 mm
		D22-125 mm	D22-125 mm
PC-2	6000x4000x1000	D19-100 mm	D19-100 mm
		D22-100 mm	D22-100 mm

Sumber: Data Diolah

d. Perencanaan sloof

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof sebagai berikut, yaitu :

Berat sendiri sloof, $q_u = 1,4 \times 0,4 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/cm}^3 = 806,4 \text{ kg/m}$

Panjang sloof = 7000 mm = 7 m

$$M_u = \frac{1}{12} q_u l^2 = \frac{1}{12} \times 806,4 \text{ kg/m} \times (7 \text{ m})^2 = 3292,8 \text{ kgm} = 32,928 \text{ kNm}$$

$$P_u = 10\% P_u \text{ kolom} = 10\% \times 707636,37 \text{ kg} = 707,636 \text{ kN}$$

Direncanakan digunakan tulangan 8D22 dilakukan analisis dengan program bantu PCACol. diketahui bahwa diagram kapasitas sloof menunjukkan kemampuan sloof telah memenuhi dengan rasio tulangan $\rho = 1,29\%$. Dimana disyaratkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1 bahwa luas tulangan longitudinal A_{st} struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$ [9]. Pada penulangan geser dipasang tulangan geser praktis 2 kaki D13-250.

KESIMPULAN

Berdasarkan hasil modifikasi perancangan Hotel Ibis Style Semarang menjadi struktur komposit baja–beton dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF), diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

- Seluruh elemen struktur sekunder, struktur primer, sambungan, dan pondasi telah memenuhi persyaratan sesuai SNI 1729:2015, SNI 2847:2013, dan SNI 1726:2012.
- Hasil analisis menggunakan ETABS v16 menunjukkan bahwa kriteria kekuatan, kekakuan, stabilitas, serta simpangan antar lantai berada dalam batas aman yang dipersyaratkan.
- Penerapan sistem EBF dengan kolom *Concrete Filled Steel Tube* (CFT) secara signifikan meningkatkan daktilitas dan kapasitas disipasi energi gempa.
- Modifikasi dari sistem beton bertulang SRPMK menjadi struktur komposit-EBF berhasil mengurangi berat total bangunan hingga $\pm 28\%$, sehingga mengurangi beban lateral akibat gempa dan meningkatkan kinerja seismik secara keseluruhan.
- Dengan demikian, sistem komposit baja–beton EBF terbukti menjadi solusi efisien dan andal untuk gedung tinggi di wilayah rawan gempa.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] PuSGeN, Pusat Studi Gempa Nasional (Indonesia) Pusat Penelitian dan Pengembangan Perumahan dan Permukiman (Indonesia). 2017.
- [2] R. S. Michel Bruneau, Chia-Ming Uang, *Ductile Design of Steel Structures* Second Edition. 2011.
- [3] K. D. H. and E. P. Popov, "Cyclic Behavior and Design of Link Beams," vol. 109, no. 10, pp. 2387–2403, 1984.
- [4] S. Mazzoni, F. Mc Kenna, H. M. Scott, and L. G. Fenves, "Open Sees Command Language Manual," *Pacific Earthq. Eng. Res. Cent.*, vol. 246 (1), pp. 137–158, 2006.
- [5] K. Sakino, H. Nakahara, S. Morino, and I. Nishiyama, "Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 2, pp. 180–188, 2004, doi: 10.1061/(asce)0733-9445(2004)130:2(180).
- [6] Badan Standardisasi Nasional, "SNI 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain," Bandung Badan Stand. Nas., pp. 1–196, 2013, [Online]. Available: www.bsn.go.id
- [7] Badan Standardisasi Nasional, "SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung," Bandung Badan Stand. Nas., pp. 1–149, 2003, doi: 10.1080/0893569032000131613.
- [8] Z. B. Haber, K. R. Mackie, and H. M. Al-Jelawy, "Testing and Analysis of Precast Columns with Grouted Sleeve Connections and Shifted Plastic Hinging," *J. Bridg. Eng.*, vol. 22, no. 10, pp. 1–14, 2017, doi: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001105.
- [9] Badan Standardisasi Nasional, "SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung," Bandung Badan Stand. Nas., pp. 1–265, 2013.
- [10] Badan Standarisasi Nasional, "Sni 03-1729-2002," *Tata Cara Perenc. Strukt. Baja Untuk Bangunan Gedung*, p. 215, 2002.
- [11] Sardjono H., "Pondasi Tiang Pancang Jilid 2," p. 90, 1998.