

# STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME* (EBF) AKIBAT BEBAN GEMPA DAN BEBAN SIKLIK

Budi Suswanto<sup>1</sup>, Aniendhita Rizki Amalia<sup>2</sup>, Isdarmanu<sup>3</sup>, dan Fajri Aulia<sup>4</sup>  
<sup>1,2,3,4</sup>Departemen Teknik Sipil, FTSLK, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya

E-mail: budi\_suswanto@ce.its.ac.id, aniendhita.ra@ce.its.ac.id, isdarmanu@ce.its.ac.id, fajri.aulia@gmail.com

**ABSTRAK:** Salah satu alternatif dalam merancang bangunan gedung tahan gempa adalah dengan menggunakan struktur baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Sistem struktur EBF merupakan sistem yang mensyaratkan perilaku inelastik hanya terjadi pada balok *link* selama pembebanan gempa sehingga *link* akan mengalami rotasi inelastik, sedangkan komponen lainnya dari EBF tetap dalam kondisi elastik. Terdapat tiga kriteria balok *link* yang dimungkinkan dalam sistem struktur EBF, yaitu *short link* (EBF-S), *intermediate link* (EBF-I), dan *long link* (EBF-L) yang ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis ( $M_p$ ) dan kapasitas geser plastis ( $V_p$ ). Analisis struktur dilakukan terhadap tiga model bangunan 10 lantai yang menggunakan sistem EBF tipe *Split K-Braces* dengan variasi panjang *link*. Proses analisis struktur secara umum dilakukan dengan bantuan software ETABS, sedangkan untuk analisis mikro terhadap satu portal struktur EBF digunakan bantuan software ABAQUS. Dari hasil analisis struktur ETABS dan ABAQUS dapat disimpulkan bahwa model gedung EBF-S mempunyai simpangan lateral yang paling kecil dan gaya geser dasar *ultimate* yang paling besar jika dibandingkan dengan EBF-I dan EBF-L, hal ini menunjukkan bahwa EBF-S mempunyai kekakuan struktur yang paling besar dibandingkan dengan struktur lainnya, demikian juga model portal EBF-S memiliki luas bidang tegangan-regangan yang paling besar dari model EBF-I dan EBF-L, hal ini menunjukkan bahwa EBF-S memiliki daktilitas dan kemampuan disipasi energi yang paling baik.

**KATA KUNCI:** *Eccentrically Braced Frame*, *link*, daktilitas.

## 1. PENDAHULUAN

Dalam proses merencanakan struktur bangunan tahan gempa, struktur baja masih menjadi pilihan favorit para praktisi teknik sipil sebagai material struktur bangunan tahan gempa. Hal tersebut terjadi dikarenakan material baja memiliki kekuatan dalam menahan beban yang relatif tinggi dan sifat elatis baja yang memberikan sumbangan daktilitas dan disipasi energi yang lebih baik dibandingkan material beton (Dewobroto, 2015). Dalam kaitannya dengan permasalahan kegempaan, menurut Engelhardt (2007) terdapat beberapa sistem struktur baja tahan gempa yang dapat diterapkan pada bangunan yaitu; *Moment Resisting Frame* (MRF), *Concentrically Braced Frame* (CBF), *Eccentrically Braced Frame* (EBF), *Buckling Restrained Braced Frame* (BRBF), dan *Special Plate Shear Walls* (SPSW).

Sistem struktur EBF merupakan sistem yang membatasi perilaku inelastik hanya terjadi pada balok *link* yang berada di antara dua pengekang eksentrik, sedangkan bagian balok luar, kolom dan pengekang diagonal tetap elastik selama beban seismik bekerja. Oleh karena itu, sistem EBF dapat memenuhi tingkat daktilitas yang tinggi seperti MRF dan juga dapat memberikan tingkat kekakuan elastis yang tinggi seperti CBF (Danesmand dan Hashemi, 2011).

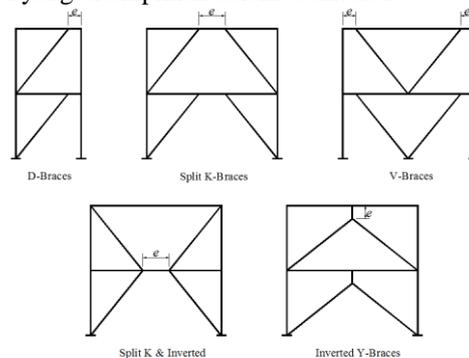
Terdapat tiga kriteria balok *link* yang dimungkinkan dalam sistem struktur EBF yaitu; *short link*, *intermediate link*, dan *long link*. Kriteria ini ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis ( $M_p$ ) dan kapasitas geser plastis ( $V_p$ ). *Link* dengan rasio panjang kurang dari 1,6 dikategorikan sebagai *short link* atau *link* geser dikarenakan pelelehan geser yang dominan terjadi. *Link* dengan rasio panjang lebih dari 2,6 dikategorikan sebagai *long link* atau *link* lentur disebabkan lebih dominannya pelelehan lentur. Sedangkan *link* dengan rasio panjang di antara 1,6 sampai 2,6 dikategorikan sebagai *intermediate link* atau *link*

geser-lentur dikarenakan pelelehan yang terjadi merupakan kombinasi dari geser dan lentur (Richards dan Uang, 2005). Namun, penggunaan ketiga jenis *link* pada struktur EBF ini masih terbatas karena kurangnya pengalaman pelaksanaan dan pengetahuan mengenai manfaat penggunaan struktur EBF tersebut.

Analisis dilakukan terhadap tiga model bangunan 10 lantai yang menggunakan sistem EBF tipe *Split K-Braces* dengan variasi panjang *link*. Proses analisis struktur secara umum dilakukan dengan bantuan software ETABS, sedangkan untuk analisis mikro terhadap satu portal struktur EBF digunakan bantuan *software* ABAQUS versi 6.14 untuk setiap tipe *link*.

## 2. PERENCANAAN STRUKTUR EBF

Sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) mulai digunakan secara luas sejak ditemukan pada tahun 1970an dan terus dikembangkan hingga saat ini. Engelhardt (2007) memberikan beberapa kemungkinan penempatan *bracing* untuk sistem struktur EBF yang dapat diterapkan pada struktur bangunan seperti yang ditampilkan dalam Gambar 1.

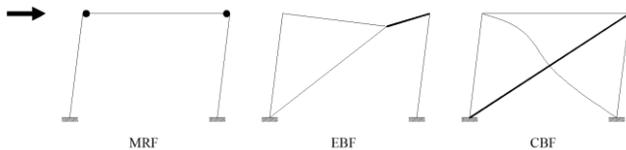


Gambar 1. Beberapa kemungkinan penempatan *bracing* untuk sistem struktur EBF (Engelhardt, 2007)

Dari beberapa kemungkinan penempatan *bracing* untuk sistem struktur EBF pada Gambar 1, konfigurasi *Split-K Braced* mempunyai keuntungan karena bentuknya yang simetris dan letak *link* yang tidak langsung terhubung oleh kolom sehingga terhindar dari masalah *full moment connection* pada kolom (sendi plastis tidak terjadi di dekat kolom).

*Link* dalam EBF dibentuk dari *offset* sambungan *bracing* pada balok atau *bracing* yang berbatasan dengan kolom sehingga selama beban seismik bekerja *link* menjadi aktif dan mengalami pelelehan. Atau dengan kata lain *link* berfungsi sebagai sekering daktail (*ductile fuse*) selama pembebanan gempa, sehingga *link* akan mengalami rotasi inelastik sedangkan komponen lainnya dari EBF tetap elastik (Popov, dkk., 1987).

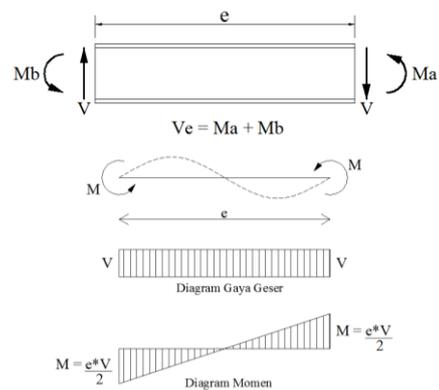
Sistem EBF menahan beban lateral melalui kombinasi dari aksi rangka dan *truss*, dengan kata lain dapat dilihat sebagai sistem *hybrid* antara *Moment Resisting Frame* (MRF) dan *Centrically Braced Frame* (CBF). EBF menyediakan daktilitas yang tinggi seperti MRF dengan konsentrasi aksi inelastik pada *link* dan pada saat yang sama memberikan tingkat kekakuan elastis seperti yang diberikan oleh CBF (Danesmand & Hashemi, 2011). Gambar 2 menampilkan lokasi aksi inelastik yang terjadi pada MRF, EBF dan CBF. Pada sistem MRF lokasi aksi inelastik terjadi pada setiap ujung balok, untuk sistem CBF aksi inelastik terjadi pada batang *bracing*, sedangkan untuk sistem EBF aksi inelastik terjadi pada balok *link*.



Gambar 2. Lokasi aksi inelastik pada MRF, EBF dan CBF (Engelhardt, 2007)

### 2.1 Komponen Penyusun Sistem EBF

Elemen *link* dalam sistem EBF berperilaku sebagai balok pendek dengan gaya geser yang bekerja berlawanan arah pada kedua ujungnya. Karena adanya gaya geser yang bekerja pada kedua ujung balok, maka momen yang dihasilkan pada kedua ujung balok mempunyai besar dan arah yang sama. Deformasi yang dihasilkan berbentuk S dengan titik balik pada tengah bentang dan besarnya momen yang bekerja adalah sebesar 0.5 kali besar gaya geser dikali dengan panjang *link*. Plastifikasi yang terjadi pada suatu elemen *link* disebabkan karena kedua gaya tersebut. Gambar 3 memperlihatkan gambaran gaya yang bekerja pada elemen *link*.



Gambar 3. Gaya yang bekerja pada balok *link* (Popov, dkk., 1987)

Pengujian eksperimental dan numerik yang telah dilakukan para peneliti terdahulu menunjukkan bahwa *link* yang mengalami pelelehan geser (*short link*) memberikan daktilitas dan kestabilan yang besar dalam menahan beban gempa. Namun, kemungkinan pemberian area bukaan dalam arsitektur yang terlalu kecil menjadikan pemilihan *short link* kurang diminati. Akibatnya, penelitian terhadap panjang *link* dikembangkan yaitu *link* yang mengalami pelelehan lentur.

Kriteria balok *link* ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis ( $M_p$ ) dan kapasitas geser plastis ( $V_p$ ). Pada *link* geser, gaya geser mencapai keadaan plastis ( $V_p$ ) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas plastisnya sehingga *link* mengalami leleh dalam geser. Sedangkan pada *link* lentur, momen plastis ( $M_p$ ) tercapai dahulu sebelum terjadi kelelahan geser.

Pendefinisian dari normalisasi panjang *link* ( $\rho$ ) adalah sebagai berikut (Bruneau, dkk., 2011):

$$\rho = e / (M_p/V_p) \tag{Pers. 1}$$

dimana

$$M_p = Z_x F_y \tag{Pers. 2}$$

dan

$$V_p = 0.6 F_y (d - 2t_f) t_w \tag{Pers. 3}$$

keterangan

$\rho$  = normalisasi panjang *link*

$Z_x$  = modulus plastis penampang

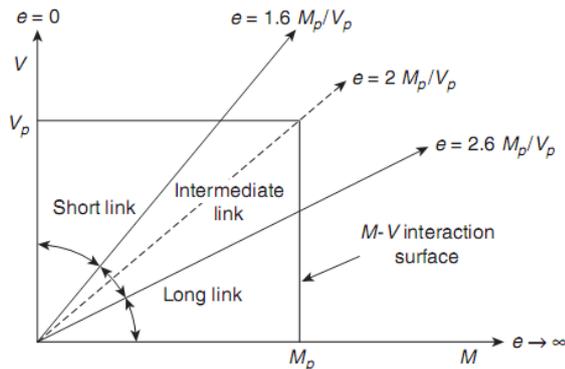
$F_y$  = tegangan leleh minimum

$d$  = tinggi penampang;

$t_f$  = ketebalan sayap

$t_w$  = ketebalan badan penampang.

Klasifikasi *link* berdasarkan nilai  $\rho$  yang dimilikinya dapat dilihat secara visual pada Gambar 4 berikut ini.



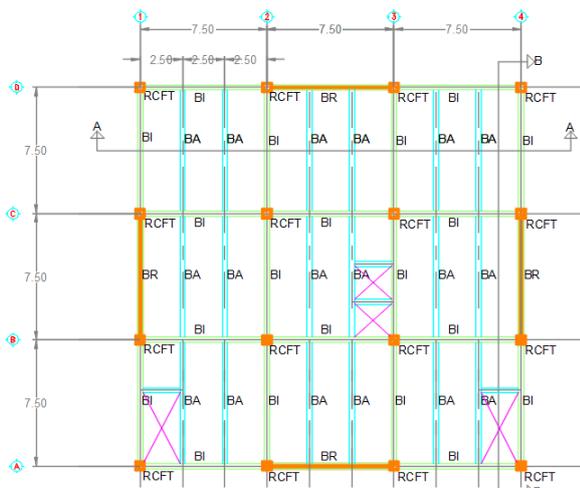
Gambar 4. Klasifikasi tipe link (Bruneau et al., 2011)

**2.2 Bracing Diagonal dan Balok di Luar Link**

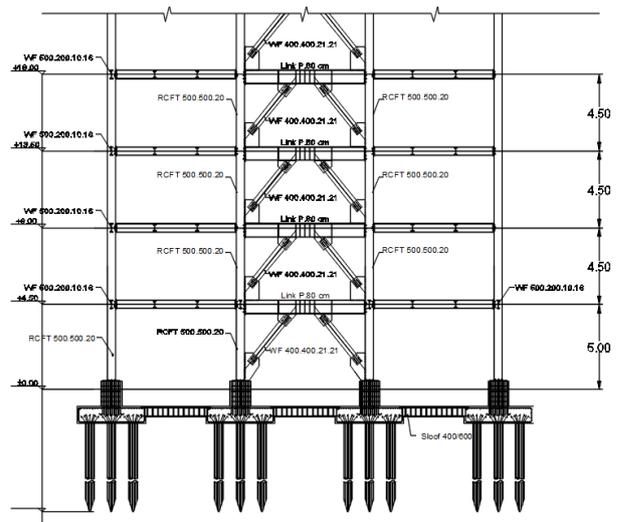
Bracing diagonal merupakan bracing yang menghubungkan kolom dan balok di luar link secara diagonal. Kombinasi kuat lentur dan aksial yang disyaratkan untuk bracing diagonal maupun balok di luar link harus diambil dari kombinasi pembebanan yang telah ditetapkan dalam standar yang ada. Untuk kombinasi pembebanan yang memasukkan pengaruh seismik, pada bracing gaya aksial dan momen harus dikalikan minimum 1,25 kali dari kuat geser nominal yang diharapkan pada link, sedangkan untuk balok di luar link harus dikalikan minimum 1,1 kali dari kuat geser nominal link (AISC 341, 2010).

**3. METODE STUDI PERILAKU STRUKTUR EBF**

Bangunan yang ditinjau adalah berupa gedung struktur baja bertingkat dengan pengaku eksentrik sebagai struktur penahan beban lateral gempa. Material yang digunakan adalah baja pada elemen struktur, dengan mutu baja BJ41 ( $F_y = 250$  MPa,  $F_u = 410$  MPa,  $E = 200.000$  MPa). Struktur direncanakan memiliki tiga bentang ke arah sumbu x dan tiga bentang ke arah sumbu y dengan lebar masing-masing bentang adalah 7,5 m. Tinggi total gedung adalah 45 m dengan tinggi setiap lantai adalah 4,5 m, dan jumlah lantai adalah 10 lantai, dengan denah pembalokan lantai typical dan potongan seperti ditunjukkan pada Gambar 5 dan 6.



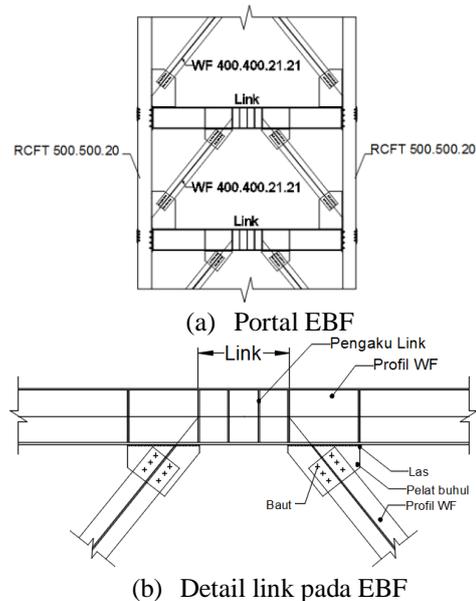
Gambar 5. Denah pembalokan dan kolom (typical)



Gambar 6. Potongan melintang bangunan

**3.1 Variabel Desain**

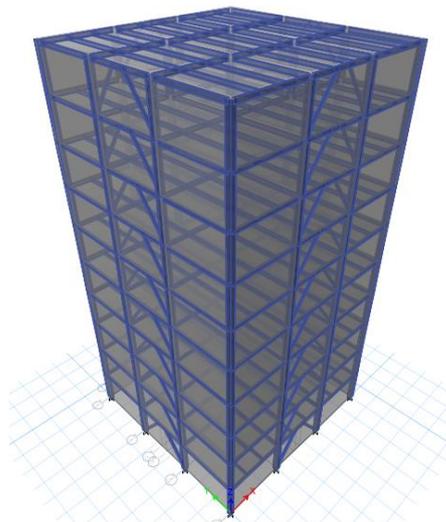
Struktur gedung dengan model K-Split EBF didesain dengan variasi 3 panjang link yang berbeda-beda yaitu short link (EBF-S), intermediate link (EBF-I), dan long link (EBF-L) untuk melihat pengaruh dari ketiga tipe link pada perilaku struktur EBF, dengan model bracing ditunjukkan pada Gambar 7.



Gambar 7. Model bracing pada portal EBF

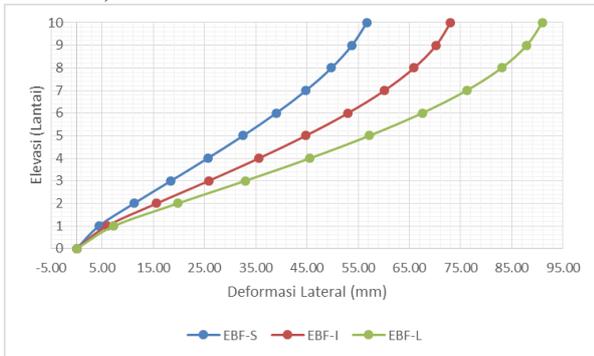
Data dan model yang telah ditetapkan ini selanjutnya dimodelkan dan dianalisis dengan bantuan software ETABS 2016 untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur serta deformasi yang terjadi, sedangkan untuk analisis mikro untuk portal EBF dilakukan dengan bantuan software ABAQUS versi 6.14.

Permodelan struktur gedung 3 dimensi dilakukan menggunakan program bantu ETABS, seperti ditunjukkan pada Gambar 8. Struktur gedung akan dimodelkan sesuai dengan peruntukan gedung sebagai apartemen, sehingga dapat dijadikan acuan dalam perencanaan agar memenuhi persyaratan yang berlaku pada SNI 1729:2015 dan SNI 1726:2012.

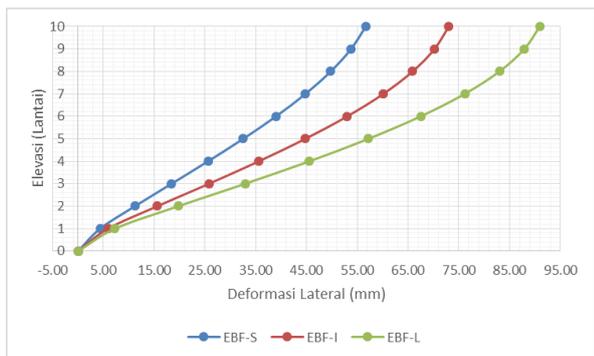


Gambar 1 Pemodelan Struktur Gedung dengan ETABS

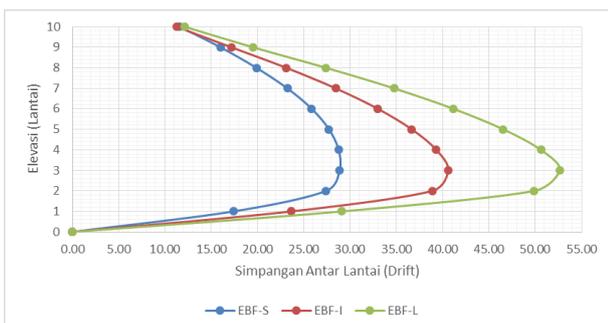
Hasil simpangan gedung dan drift antar lantai arah sumbu X dan Y seperti ditunjukkan pada Gambar 9 sampai 12, telah memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726:2012, Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.



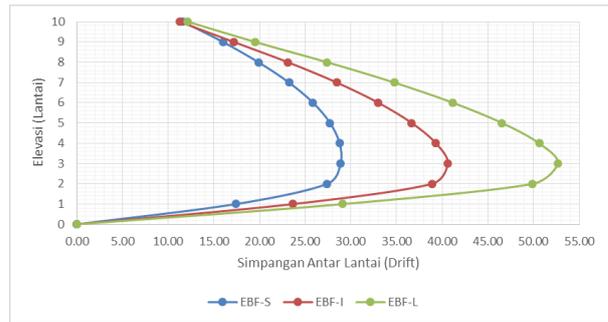
Gambar 9. Simpangan gedung arah sumbu X



Gambar 10. Simpangan gedung arah sumbu Y



Gambar 11. Drift antar lantai arah sumbu X



Gambar 12. Drift antar lantai arah sumbu Y

Tabel 1. Kontrol Nilai Gaya Geser Dasar

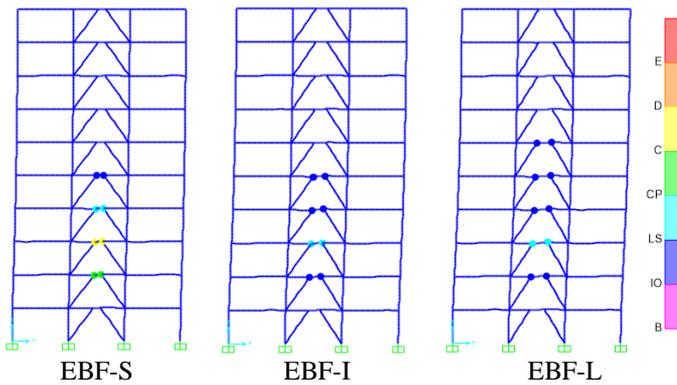
Model Struktur	V dinamik kN	V statik kN	Kontrol	
			$V_d \geq 85\% V_s$	
EBF-S	Arah X	2553,678	1173,64	OK
	Arah Y	2553,532		OK
EBF-I	Arah X	2483,054	1174,23	OK
	Arah Y	2483,054		OK
EBF-L	Arah X	2487,810	1173,04	OK
	Arah Y	2487,810		OK

Dari Gambar 9 sampai 12, dapat diketahui bahwa simpangan lateral yang dihasilkan pada model gedung EBF-S lebih kecil dibandingkan dengan dua model yang lain, hal ini menunjukkan bahwa EBF-S mempunyai kekakuan struktur yang lebih kuat dibandingkan dengan struktur EBF-I dan EBF-L. Model gedung EBF-L memiliki nilai simpangan gedung dan drift antar lantai terbesar, sehingga kurang kaku strukturnya. Tabel 1 menunjukkan bahwa kontrol nilai gaya geser dasar struktur EBF sudah memenuhi syarat yang berlaku, yaitu  $V$  dinamik harus lebih besar dari  $0,85 V$  statiknya.

### 3.2 Analisis Pushover Struktur EBF dengan ETABS

Analisis beban dorong (*pushover analysis*) dilakukan dengan menentukan titik kontrol pada puncak atap, yaitu pada titik 1-A pada masing-masing puncak bangunan ketinggian 10 lantai. Struktur didorong dengan beban gempa statik bertahap arah X dan arah Y, sampai bangunan mencapai kinerjanya dan terjadi keruntuhan bangunan. Masing-masing arah dikenakan pola gempa lateral adalah besarnya proporsional dengan gaya geser lantai berdasarkan analisis respon spektrum.

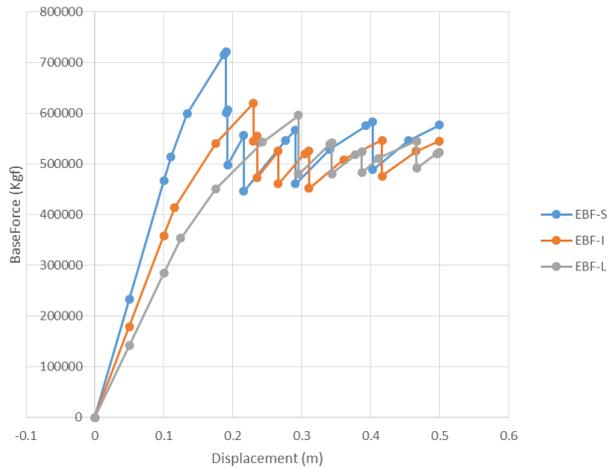
Adapun portal yang ditinjau adalah portal 1 (portal X), seperti ditunjukkan pada Gambar 13. Dari hasil analisis *pushover* dapat diketahui mekanisme sendi plastis yang terjadi pada ketiga model struktur EBF-S, EBF-I, dan EBF-L. Mekanisme sendi plastis ini dapat memperlihatkan keadaan saat terjadinya leleh pertama dan keruntuhan pertama pada model EBF. Leleh pertama ditandai dengan timbulnya petama kali sendi plastis warna merah muda pada elemen struktur (*link beam*), dan keruntuhan pertama terjadi ditandai dengan timbulnya sendi plastis warna merah tua pada *link beam*.



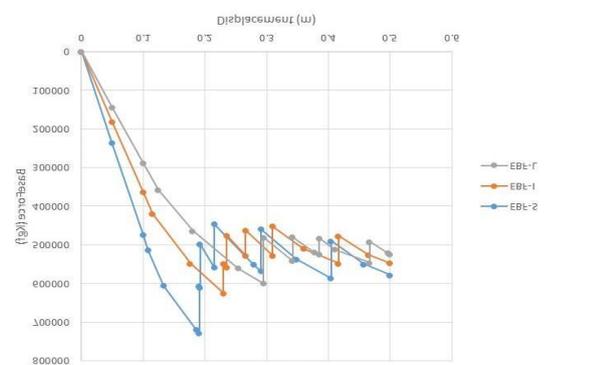
Gambar 13. Kondisi sendi plastis step akhir push over

Terdapat persamaan pada mekanisme timbulnya sendi plastis ketiga model EBF dengan panjang link 0,9 m, 1,5 m dan 2,1 meter. Persamaan ketiga model terdapat pada munculnya sendi plastis pertama atau lelehnya pertama elemen link beam. Leleh pertama pada elemen link beam kedua model terjadi pada langkah awal pushover, yaitu langkah ke-3 dan ke-4, dan elemen link beam yang mengalami leleh pertama yaitu terdapat pada lantai 3.

Dari analisis statik nonlinier pushover menggunakan program ETABS, didapatkan kurva hubungan gaya geser dasar dan perpindahan titik kontrol untuk ketiga model link EBF untuk masing-masing pola beban lateral dan arah gempa yang ditinjau.



Gambar 14. Perbandingan kurva pushover EBF-S, EBF-I, dan EBF-L arah X



Gambar 15. Perbandingan kurva pushover EBF-S, EBF-I, dan EBF-L arah Y

Gambar 14 dan 15 menunjukkan bahwa terjadi perbedaan kurva pushover pada ketiga model EBF dengan panjang link beam 0,9 meter (EBF-S), 1,5 meter (EBF-I), dan 2,1 meter (EBF-L). Berdasarkan grafik tersebut, maka dapat diketahui bahwa model struktur EBF-S memiliki strength atau kekuatan yang lebih besar dalam menahan beban gempa dibandingkan dengan model EBF-I dan EBF-L.

Hal ini dikarenakan gaya geser dasar ultimit yang terjadi (yaitu gaya geser dasar maksimum yang dapat ditahan oleh struktur sebelum terjadi penurunan kekuatan) pada model struktur dengan EBF-S lebih besar dibandingkan dengan model struktur lainnya. Besarnya gaya geser dasar ultimit beserta perpindahannya tertera pada setiap kurva pushover di atas.

Berdasarkan nilai gaya geser dasar ultimit yang didapat dari analisis pushover maka akan dapat dilakukan perbandingan kekuatan pada ketiga model EBF tersebut. Gaya geser dasar ultimit ( $V_{ult}$ ) diambil saat gaya geser dasar  $V = V_{maks}$  atau saat  $V \leq 85\% V_{maks}$ . Besarnya  $V_{ult} = V \geq 85\% V_{maks}$  diambil jika setelah mencapai  $V_{maks}$ , masih ada nilai  $V$  yang lebih besar atau sama dengan 85% dari nilai  $V_{maks}$ . Adapun perbandingan kekuatan ketiga model antara EBF-S, EBF-I, dan EBF-L adalah sebagai berikut:

- Model struktur tipe EBF-S memiliki gaya geser dasar ultimate yang lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L.
- Nilai gaya geser dasar ultimate terbesar dicapai pada model EBF-S, yaitu sebesar 7.214,4 kN. Sedangkan nilai gaya geser dasar ultimate terkecil terdapat pada model EBF-L, yaitu sebesar 5.051,6 kN.

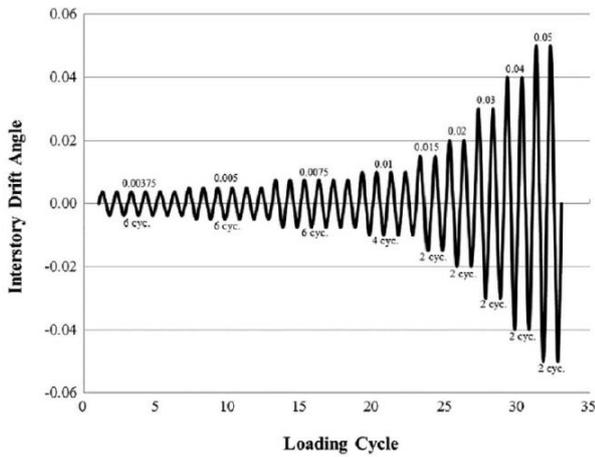
Tabel 2. Penentuan Jarak Pengaku Badan (Web Stiffeners) Berdasarkan AISC 360-10

Tipe Link	Panjang Link cm	Panjang Link Pakai cm	Jarak Pengaku Pakai cm
Short	< 114,62	90	30
Intermediate	114,62 - 186,25	150	30
Long	186,25 - 358,18	210	30 dari tiap ujung link

### 3.3 Analisis Struktur EBF dengan ABAQUS

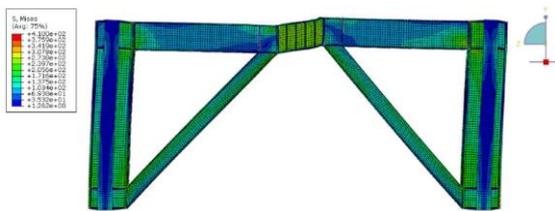
Perilaku dari model EBF-S, EBF-I dan EBF-L dibahas dengan mengambil masing-masing portal EBF pada lantai terbawah dari ketiga model gedung dengan menggunakan software ABAQUS versi 6.14 dengan diberikan pembebanan siklik untuk mendapatkan perilaku dari masing-masing portal. Output yang dihasilkan yaitu berupa kontur tegangan serta perilaku elemen pada portal EBF.

Pada pemodelan dengan ABAQUS diberikan beban siklik berupa boundary condition pada kedua joint kolom-balok yang besarnya disesuaikan dengan cyclic loading protocol berdasarkan AISC-2005 yang ditunjukkan pada Gambar 16.

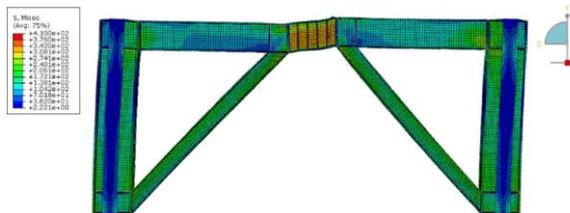


Gambar 16 Cyclic Loading Protocol (AISC-2005)

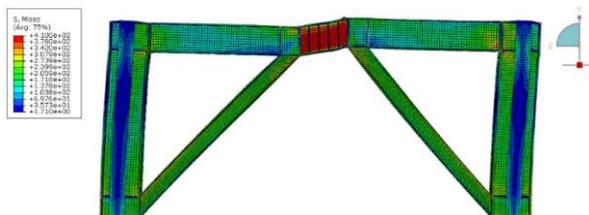
Perilaku struktur didasarkan pada tegangan yang terjadi pada portal EBF-S akibat diberi beban siklik, seperti ditunjukkan dalam Gambar 17 sampai 19. Pada step-1 yaitu dengan pemberian *displacement* sebesar 15 mm menunjukkan bahwa mekanisme keruntuhan pada elemen *link* telah terlihat, hal ini ditandai dengan perubahan bentuk balok *link* menjadi elastis dengan tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* sebesar 266.25 MPa.



Gambar 17. Kontur Tegangan EBF-S Step-1



Gambar 18. Kontur Tegangan EBF-S Step-3

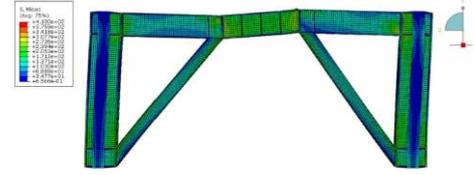


Gambar 19. Kontur Tegangan EBF-S Step-15

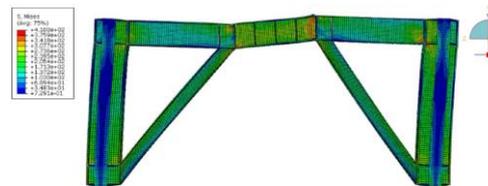
Tanda-tanda awal keruntuhan pada *link* mulai terlihat pada step-3 yang ditandai dengan gradasi warna kontur tegangan yang cukup signifikan di bagian *web* dengan tegangan maksimumnya sebesar 349.62 MPa. Seluruh bidang *web* akhirnya mencapai nilai tegangan *ultimate* ( $F_u$ ) sebesar 410 MPa pada step-13 yaitu pada saat *displacement load* dinaikkan menjadi 20 mm.

Pada kondisi ini dapat dipastikan bahwa *link* telah mencapai batas plastik sehingga konsentrasi tegangan yang terjadi mulai bergeser ke arah balok luar *link*, *bracing* dan kolom. Hal ini ditunjukkan dengan perbedaan

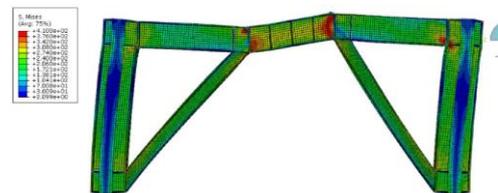
gradasi warna yang semakin meningkat terutama pada titik sambungan antara balok dan kolom. Selain itu bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan *link* dan balok mengalami perubahan bentuk diakibatkan pengaruh *local buckling*.



Gambar 20. Kontur Tegangan EBF-I Step-1



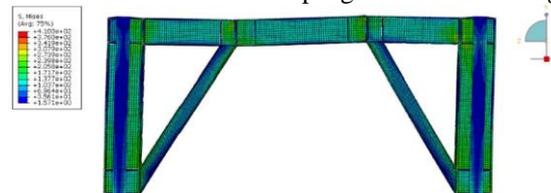
Gambar 21. Kontur Tegangan EBF-I Step-17



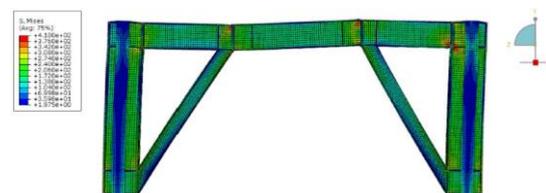
Gambar 22. Kontur Tegangan EBF-I Step-25

Gambar 20 sampai 22 menampilkan perilaku dan tegangan pada portal EBF-I. Pada step-1 dengan pemberian *displacement* sebesar 15 mm, tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* adalah sebesar 250.46 MPa. Tanda keruntuhan pada *link* dimulai pada bagian ujung *link* yang berhubungan dengan balok. Hal ini terlihat dengan perubahan gradasi warna kontur tegangan pada step-17 yaitu dengan *displacement* sebesar 20 mm dimana tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* balok *link* adalah sebesar 367.96 MPa.

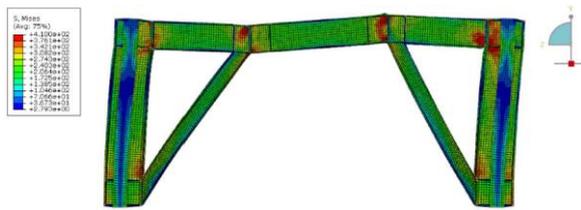
Dengan penambahan step terutama peningkatan nilai *displacement* menjadi 30 mm pada step-25, tegangan pada bagian *web* balok *link* telah mencapai tegangan putus ( $F_u$ ) sebesar 410 MPa. Konsentrasi tegangan yang terjadi mulai bergeser ke arah balok luar *link*, *bracing* dan kolom seiring dengan peningkatan *displacement* pada beban siklik yang diberikan. Bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan *link* dan balok juga mengalami perubahan bentuk diakibatkan pengaruh *local buckling*.



Gambar 23. Kontur Tegangan EBF-L Step-1



Gambar 24. Kontur Tegangan EBF-L Step-19



Gambar 25. Kontur Tegangan EBF-L Step-37

Model portal EBF-L yang ditampilkan Gambar 23 sampai 25 menunjukkan tegangan yang terjadi pada *link* cenderung lebih besar pada bagian ujung yang berhubungan dengan balok yang ditandai dengan perbedaan warna kontur tegangan. Saat step-1 dengan pemberian *displacement* awal sebesar 15 mm, nilai tegangan maksimum pada bagian *web* dari balok *link* di bagian ujung adalah sebesar 250.25 MPa.

Dengan peningkatan beban siklik pada step-19 dalam Gambar 24 dengan pemberian *displacement* sebesar 20 mm, tegangan yang dihasilkan pada bagian ujung juga mengalami peningkatan menjadi 379.41 N/mm<sup>2</sup>. Saat *displacement* bertambah menjadi 40 mm yaitu di step-37 dalam Gambar 25, bagian *web* balok *link* pada bagian ujung telah mencapai tegangan putus ( $F_u$ ) sebesar 410 MPa. *Local buckling* juga terjadi pada bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan dengan balok.

Sama seperti dua model EBF sebelumnya, konsentrasi tegangan juga bergeser ke arah balok luar *link*, *bracing* dan kolom akan tetapi pada model EBF-L ini memperlihatkan perilaku yang lebih signifikan terjadi pada daerah sambungan balok-kolom, serta balok-*link*.

Dari hasil pemodelan dengan ABAQUS dapat diketahui bahwa pada model EBF-S kelelahan terjadi pada seluruh badan *link* karena geser, sedangkan pada model EBF-I kelelahan terjadi pada sebagian badan *link* dan tepi *link* karena geser dan lentur, sedangkan pada EBF-L kelelahan hanya terjadi pada tepi *link* karena lentur.

#### 4. PERBANDINGAN ANALISIS STRUKTUR DENGAN ETABS DAN ABAQUS

Setelah melakukan analisis struktur terhadap 3 model struktur EBF, maka perlu dilakukan perbandingan hasil analisis struktur tersebut dengan menggunakan ETABS dan ABAQUS. Tabel 3 menunjukkan besaran simpangan arah lateral pada ujung portal yang dihasilkan ETABS dan ABAQUS. Pada titik pengamatan tersebut menunjukkan perbedaan nilai yang terjadi tidak terlalu jauh berbeda, yaitu kurang dari 5%, sehingga hasil analisis ABAQUS telah sesuai pemodelan ETABS.

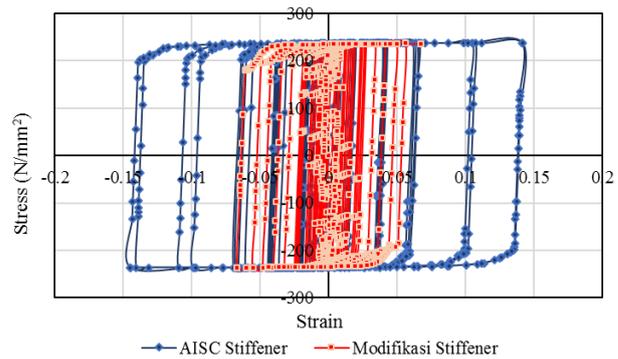
Tabel 3. Perbandingan defleksi ETABS dan ABAQUS

Portal	Titik Pengamatan		Perbedaan	
	ETABS mm	ABAQUS mm	Prosentase %	Penerimaan < 5%
EBF-S	119.89	120.80	0,75	OK
EBF-I	120.24	121.30	0,87	OK
EBF-L	122.29	123.61	1,07	OK

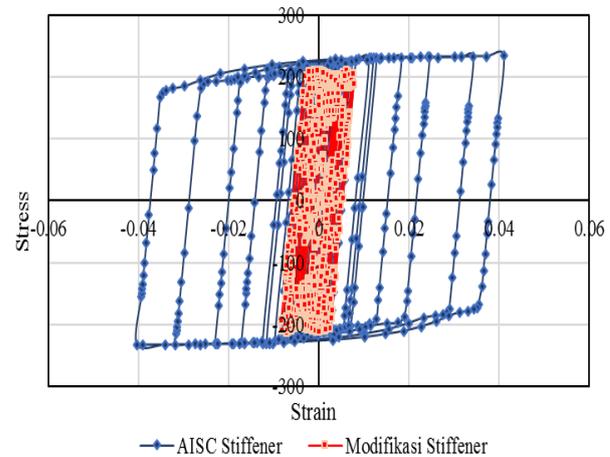
Diagram tegangan-regangan yang ditampilkan diambil pada elemen balok *link* dari setiap model portal EBF dengan kondisi awal dan penambahan pengaku badan pada daerah *link*. Adapun hasil kurva *hysteresis* akibat beban siklis ditunjukkan pada Gambar 26 sampai 28.

Dari Gambar 26, pada model EBF-S dengan pemberian *web stiffener* sesuai AISC tegangan maksimum yang dicapai *link* adalah sebesar 236.61 MPa pada posisi regangan 0.1415, sedangkan untuk model dengan pemberian *diagonal web stiffener* dengan regangan 0.0677 dicapai tegangan maksimum sebesar 236.13 MPa. Perbedaan nilai tegangan antara kedua tipe penempatan *stiffener* tidak jauh berbeda, terkecuali pada nilai regangan dimana regangan pada balok *link* yang diberikan pengaku badan diagonal jauh lebih kecil dibandingkan dengan tanpa pengaku badan diagonal.

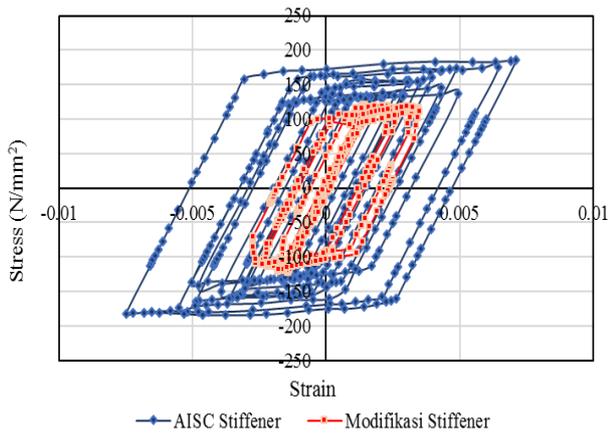
Pada model EBF-I yang ditunjukkan oleh Gambar 27, perbedaan nilai tegangan antara balok *link* tanpa pengaku badan diagonal dan dengan pengaku badan diagonal mulai terlihat. Untuk tegangan maksimum pada *link* tanpa pengaku badan diagonal adalah sebesar 233.47 MPa dengan nilai regangan sebesar 0.0411. Pada *link* dengan pemberian pengaku badan diagonal, tegangan maksimum yang terjadi sebesar 210.79 MPa dengan nilai regangannya sebesar 0.0077.



Gambar 26. Kurva *hysteresis* pada model EBF-S akibat beban siklis



Gambar 27. Diagram tegangan-regangan pada *link* akibat beban siklis pada model EBF-I



Gambar 28. Diagram tegangan-regangan pada link akibat beban siklik pada model EBF-L

Untuk model EBF-L yang ditunjukkan oleh Gambar 28, semakin mengalami penurunan nilai tegangannya pada elemen balok link yang ditampilkan dalam Gambar 4.33. Tegangan maksimum yang diberikan adalah sebesar 185.28 MPa dengan nilai regangannya sebesar 0.0071 pada link tanpa pengaku badan diagonal. Dengan pemberian pengaku badan diagonal menyebabkan reduksi tegangan yang cukup signifikan yaitu menjadi 120.60 MPa saat tegangan mencapai 0.0035.

Tabel 4. Perbandingan luasan bidang tegangan-regangan

Model Portal	EBF-S MPa	EBF-S MPa	EBF-I MPa
Luasan daerah hysteresis loop	119.11	49.10	30.55

Luasan bidang tegangan-regangan dari setiap model portal EBF, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 4 dapat menjelaskan pengaruh panjang link serta pemberian pengaku badan diagonal. Model portal EBF-S memiliki luas bidang tegangan-regangan yang lebih besar dari model EBF-I dan EBF-L, hal ini menunjukkan bahwa EBF-S memiliki daktilitas dan kemampuan disipasi energi yang paling baik.

**5. KESIMPULAN**

Dari hasil analisis struktur yang telah dilakukan terhadap 3 model struktur EBF-S, EBF-I, dan EBF-L dengan menggunakan ETABS dan ABAQUS, maka dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

- 1) Simpangan lateral yang dihasilkan pada model gedung EBF-S lebih kecil dibandingkan dengan EBF-I dan EBF-L, hal ini menunjukkan bahwa EBF-S mempunyai kekakuan struktur yang lebih kuat dibandingkan dengan struktur EBF-I dan EBF-L.
- 2) Model struktur tipe EBF-S memiliki gaya geser dasar ultimate yang lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L, sehingga lebih bias menyerap energi disipasi akibat beban gempa.
- 3) Dari hasil pemodelan dengan ABAQUS dapat diketahui bahwa pada model EBF-S kelelahan terjadi pada seluruh badan link karena geser, sedangkan pada model EBF-I kelelahan terjadi pada sebagian badan link dan tepi link karena geser dan lentur, sedangkan

pada EBF-L kelelahan hanya terjadi pada tepi link karena lentur.

- 4) Besaran simpangan arah lateral pada ujung portal yang dihasilkan ETABS dan ABAQUS. Pada titik pengamatan tersebut menunjukkan perbedaan nilai yang terjadi tidak terlalu jauh berbeda, yaitu kurang dari 5%, sehingga hasil analisis ABAQUS telah sesuai pemodelan ETABS.
- 5) Model portal EBF-S memiliki luas bidang tegangan-regangan yang lebih besar dari model EBF-I dan EBF-L, hal ini menunjukkan bahwa EBF-S memiliki daktilitas dan kemampuan disipasi energi yang paling baik.

**6. DAFTAR PUSTAKA**

American Institute of Steel Construction, (2005), *Seismic Provision for Structural Steel Buildings*. AISC, Inc.

ANSI/AISC, 341-10. (2010), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

ANSI/AISC, 360-10. (2010), *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

Badan Standarisasi Nasional. (2012), *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012)*, Bandung.

Badan Standarisasi Nasional (2015), *Spesifikasi untuk Bangunan Baja Struktural (SNI 1729:2015)*, Bandung.

Bruneau, Michel, Chia-Ming Uang, dan Rafael Sabbelli. (2011), *Ductile Design of Steel Structures – Second Edition*. McGraw-Hill Companies, Inc., United States of America.

Daneshmand, Ardeshir, dan Behrokh H. Hashemi (2011), Performance of Intermediate and Long Links in Eccentrically Braced Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 70 No. 11, hal. 167-176.

Dewabroto, Wiryanto (2015), *Stuktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010*. Lumina Press, Jakarta.

Engelhardt, Michael D. (2007), Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures. *AISC Module for Teaching the Principles of Seismic-Resistant Design of Steel Building Structures*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

FEMA, 356. (2000), “*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”. American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.

Popov. Egor P., Kazuhiko Kasai, dan Michael D. Engelhardt. (1987), “Advances in Design of Eccentrically Braced Frames”. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 20 No. 1.

Richards, Paul W., dan Chia-Ming Uang (2005), Effect of Flange Width- Thickness Ratio on Eccentrically Braced Frames Link Cyclic Rotation Capacity. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131 No. 10, hal. 1546-1552.