

Studi Desain Berbasis Kinerja Seismik Dengan Pendekatan Perpindahan Metode MDOF Equivalent System Menggunakan Verifikasi Analisis Nonlinear Modal Time History Pada Rangka Baja Terbreis Eksentris

Bala Arizalu Putra Dinar^{1,*}, Budi Suswanto¹, Yuyun Tajunnisa²,

Departemen Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya¹, Departemen Teknik Infrastruktur Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya²

Koresponden*, Email: balaarizalupd@gmail.com

	Info Artikel	Abstract
Diajukan	05 Januari 2024	<i>Seismic performance-based design studies using the Direct-Displacement Based Design (DBD) method of the Single-Degree-of-Freedom (SDOF) equivalent system, based on its first mode of vibration, have been widely conducted in Indonesia. However, there is a lack of testing studies on the DBD method of the Multiple-Degree-of-Freedom (MDOF) equivalent system that can capture the influence of four modes of vibration. This research tests seismic performance-based design using the DBD method of the MDOF equivalent system with three study subjects consisting of three-dimensional eccentrically braced steel frame structures. The verification is done using nonlinear modal time history analysis. The test results show that the DBD method of the MDOF equivalent system provides less than optimal accuracy. However, this study shows that nonlinear modal time history analysis provides excellent time efficiency with an average error that is still acceptable.</i>
Diperbaiki	10 Februari 2024	
Disetujui	26 Februari 2024	

Keywords: seismic, displacement, Fast Nonlinear Analysis (FNA), nonlinear direct integration time history analysis.

Kata kunci: seismik, displacement, Fast Nonlinear Analysis (FNA), nonlinear direct integration time history analysis.

Abstrak

Studi desain berbasis kinerja seismik dengan menggunakan pendekatan *Direct-Displacement Based Design (DBD)* metode *Single-Degree-of-Freedom (SDOF) equivalent system* yang berdasarkan ragam getar pertamanya, telah banyak dilakukan di Indonesia, namun studi pengujian DBD metode *Multiple-Degree-of-Freedom (MDOF) equivalent system* yang dapat menangkap pengaruh empat ragam getar, masih minim dilakukan. Penelitian ini melakukan pengujian desain berbasis kinerja seismik menggunakan pendekatan DBD metode *MDOF equivalent system* dengan tiga buah subjek studi berupa struktur rangka baja terbreis eksentris tiga dimensi, dan sebagai verifikasinya menggunakan analisis *nonlinear modal time history*. Hasil uji menunjukkan bila DBD metode *MDOF equivalent system* memberikan akurasi yang kurang baik, juga pada studi ini menunjukkan analisis *nonlinear modal time history* memberikan efisiensi waktu yang sangat baik dengan rata-rata galat yang masih dapat diterima.

1. Pendahuluan

Displacement-Based Design (DBD) merupakan salah satu metode pendekatan desain struktur yang berorientasi *drift* atau perpindahan sebagai *starting point* [1]. Salah satu variasi DBD ialah *Direct Displacement-Based Design*, dikembangkan oleh *Priestly* sebagai alternatif metode *Force Based Design (FBD)* yang preskriptif terhadap *code*, semisal SNI 1726-2019 (adopsi ASCE 7-16), membuat metode ini digunakan sebagai salah satu *preliminary design* dalam konteks Desain Berbasis Kinerja Seismik (*Performance Based-Seismic Design*) [2].

Direct Displacement-Based Design (DDBD) yang dikembangkan oleh *Priestly* mengusung konsep bahwa desain perpindahan dari struktur tiga dimensi berderajat kebebasan majemuk (*Multi-Degree-of-Freedom*) dapat disederhanakan sebagai sebuah perpindahan dari ekuivalensi sistem struktur berderajat kebebasan tunggal (*Single-Degree-of-Freedom*

equivalent system) [3]. Penyederhanaan struktur yang semula tiga dimensi berderajat kebebasan majemuk menjadi dua dimensi tunggal ini menyebabkan hilangnya akurasi pemodelan struktur, seperti efek mode tinggi dan efek P-Delta, yang didasarkan pada asumsi profil perpindahan merupakan ragam (*modes*) pertama struktur. Masalah ini sebenarnya sudah diketahui oleh pengembang DBD dan dilakukan koreksi secara artifisial dengan menambahkan koefisien koreksi efek mode tinggi dan koefisien koreksi P-Delta pada profil perpindahan lateral, gaya geser dasar, serta distribusinya [3]. Guna mengatasi kelemahan tersebut, *Muho dkk.*, membuat pengembangan lebih lanjut daripada DDBD di mana metode *MDOF equivalent system* yang tidak hanya mengacu pada ragam pertamanya, namun dapat mengacu keempat ragam sekaligus [4].

Permasalahan penerapan DBD metode *MDOF equivalent system* terletak pada ketentuan (*provision*) dari peraturan atau

kode yang digunakan dalam pengembangan, penerapan, dan verifikasi metode DBD. Misalnya, ketentuan seismik yang digunakan untuk desain-verifikasi DBD secara non linear ialah berdasarkan *Eurocode* [5]. Hal ini mungkin saja menimbulkan semacam permasalahan “*kompatibilitas*” bilamana DBD diterapkan pada ketentuan *non-Eurocode*, misal Standard Nasional Indonesia (SNI), dikarenakan bentuk respons spektrum elastis antara Indonesia dengan Eropa yang digunakan sebagai salah satu acuan data dalam memodifikasi rekam gerak tanah juga berbeda meskipun nilai percepatan dan klasifikasi tanahnya diasumsikan sama [6].

Subjek studi yang digunakan berupa rangka baja terbreis eksentris (*eccentric bracing frame*) tiga dimensi penuh dengan variasi jumlah lantai; 3 lantai (elevasi atap 12 meter), 9 lantai (elevasi atap 36 meter), dan 15 lantai (elevasi atap 60 meter). Pemilihan subjek studi tersebut dikarenakan pertimbangan ketersediaan data *equivalent modal viscous damping* pada DBD metode *MDOF equivalent system* untuk klasifikasi tanah lunak (SE).

Studi ini akan mencoba menggunakan *nonlinear modal time history analysis* sebagai verifikasi DBD dengan tetap menjadikan *Nonlinear direct integration time history analysis* sebagai tolak ukur (*benchmark*). Hal ini dimaksudkan untuk mempelajari dan memverifikasi penggunaan *nonlinear modal time history analysis* terhadap *nonlinear direct integration time history analysis* sebagai alternatif dalam analisis riwayat waktu respons non linear, khususnya untuk bangunan struktur baja terbreis eksentris. Hasil akhir dilakukan studi ini ialah sebagai justifikasi penggunaan DBD metode *MDOF equivalent system* sebagai opsi alternatif dalam *preliminary design* pada konteks Desain Berbasis Kinerja Seismik di Indonesia.

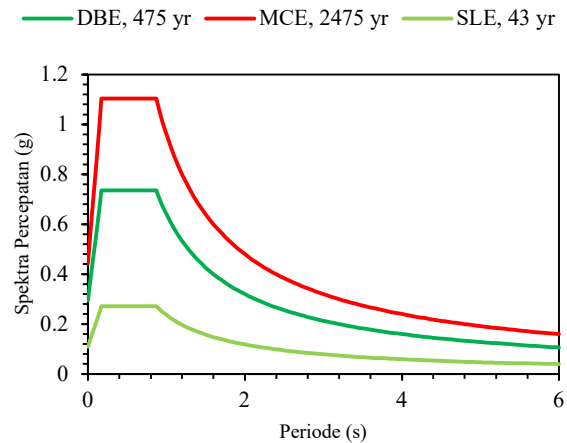
2. Metode

Proses diawali dengan studi pustaka guna menyusun dan mempelajari teori-teori yang relevan untuk digunakan sebagai basis pengerjaan penelitian. Subjek studi merupakan rangka baja terbreis eksentris dengan variasi tingkat yang ditampilkan **Gambar 2** dan konfigurasi denah tipikal tingkat ditampilkan **Gambar 3**.

Denah tipikal memiliki konfigurasi nyaris simetris pada kedua arah saling tegak lurus seperti terlihat pada **Gambar 3**, kesimetrisan dikontrol melalui perbedaan periode ragam getar ke-1 dan ke-2 agar tetap di bawah 10%, hal ini bertujuan sebagai penyederhanaan analisis dan desain dari berbagai variasi sedemikian sehingga hanya perlu meninjau salah satu arah atau sisi saja.

Subjek studi diasumsikan berfungsi sebagai gedung kantor telekomunikasi yang diprasyaratkan untuk beroperasi

pada saat keadaan darurat. Sehingga subjek studi dikategorikan sebagai Kategori Risiko IV menurut ketentuan Tabel 3 SNI 1726-2019, yang berarti objektif kinerja seismik sesuai ketentuan ASCE 41 untuk level gempa *Maximum Considered Earthquake* (MCE) ialah *Life Safety* (LS) dengan target *Interstory Drift Ratio* (IDR) bernilai 0,015 [7] [8].



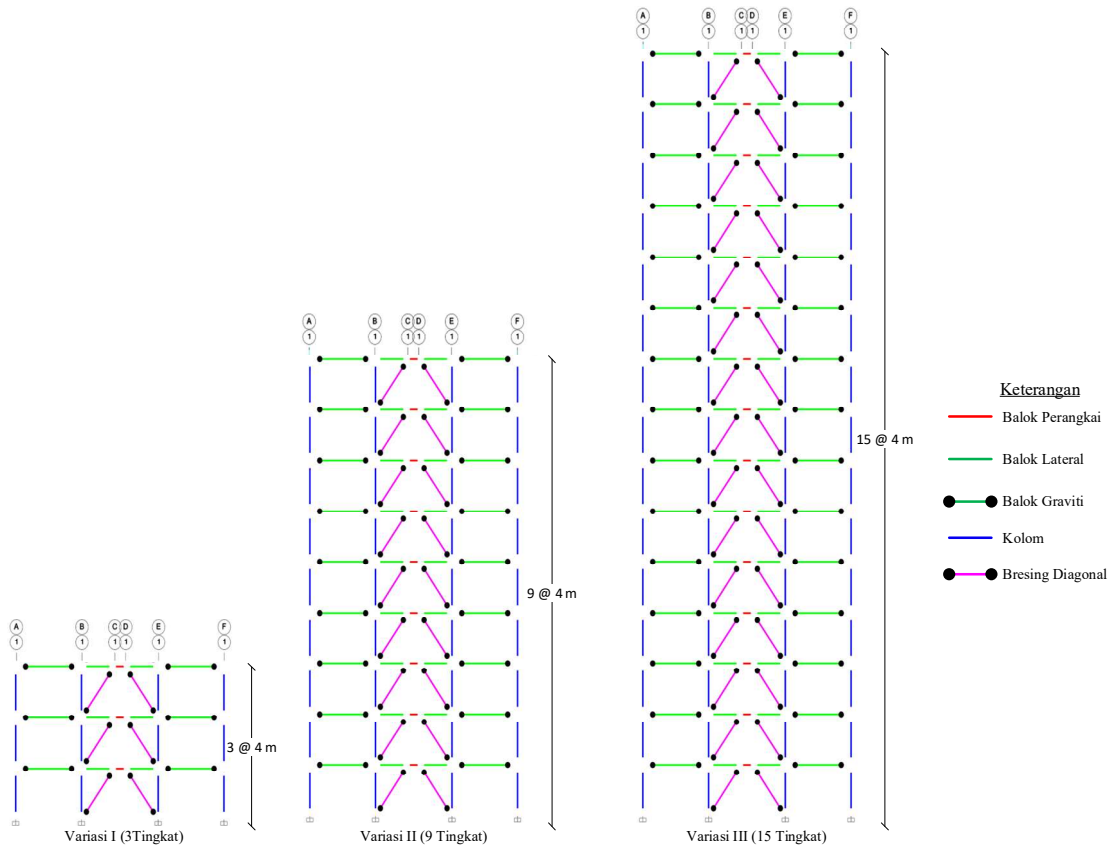
Gambar 1. Respons spektrum percepatan dari subjek studi.

Kelas situs dari subjek studi diasumsikan berada di daerah tanah lunak, SE, dengan tinjauan lokasi seismik berada di Kabupaten Lombok Tengah, Provinsi Nusa Tenggara Barat, data respons spektrum percepatan dari situs subjek studi ditunjukkan **Gambar 1** untuk masing-masing level gempa. Sedemikian sehingga subjek studi berkategori desain seismik D.

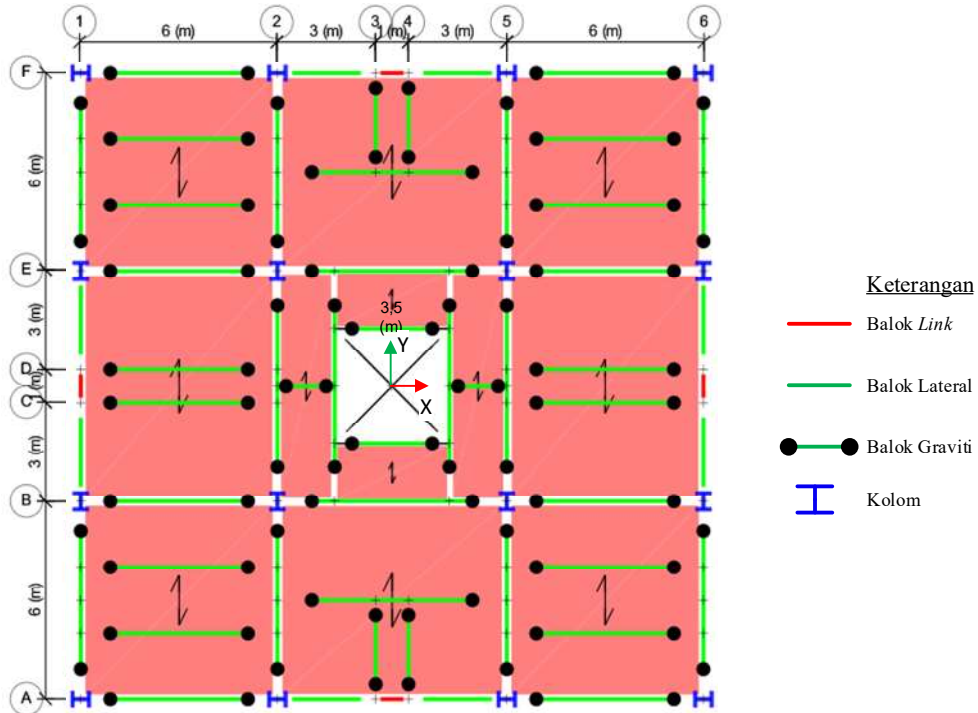
Profil yang digunakan dalam subjek studi merupakan profil I dengan katalog mengacu JFE Steel Corporation, spesifikasi material ASTM A36M untuk elemen balok perangkai beserta bresing diagonal, dan ASTM A992M *grade 50* untuk elemen kolom, justifikasi pemilihan mutu ASTM A992M *grade 50* untuk elemen kolom dikarenakan sebagai pemenuhan dari ketentuan batasan material dan batasan rasio lebar-ketebalan untuk elemen daktil tinggi.

Diasumsikan pula dek tanpa tulangan memiliki ketebalan dari *slab* beton setebal 100 mm dan bermutu kuat tekan 30 MPa, sementara metal dek diasumsikan memiliki spesifikasi kekuatan material sama seperti kolom dan profil metal dek diasumsikan bawaan (*default*) dari CSI ETABS.

Beban gravitasi dasar dari subjek studi untuk fungsi tiap lantai, kecuali lantai atap, diasumsikan tipikal, dalam hal ini diasumsikan beban hidup, L , sebesar $2,4 \text{ kN/m}^2$, dan beban atap, L_r , sebesar $0,96 \text{ kN/m}^2$ sementara beban mati, D , diasumsikan hanya berat dari struktur itu sendiri.



Gambar 2. Konfigurasi tingkat struktur, baik untuk sumbu X maupun Y, dari variasi subjek studi.



Gambar 3. Konfigurasi denah tipikal tingkat dari subjek studi.

Kalkulasi gaya gempa desain menggunakan DBD SDOF *equivalent system* dimulai dengan menentukan perpindahan antar tingkat akibat pelelehan komponen balok perangkai (balok *link*), $\theta_{link,i}$, ditentukan dengan menghitung perpindahan vertikal elemen balok perangkai, $\delta_{v,i}$, menggunakan Persamaan (1) atau Persamaan (2) tergantung klasifikasi balok perangkai [9].

$$e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \delta_{v,i} = V_p \left(\frac{e^2(L-e)}{24EI} + \frac{e}{2GA_{lw}} \right) \quad (1)$$

$$e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p} \rightarrow \delta_{v,i} = M_p \left(\frac{e(L-e)}{12EI} + \frac{1}{GA_{lw}} \right) \quad (2)$$

Nilai kekuatan geser plastis dari *link*, V_p , dan momen lentur plastis, M_p , ditentukan berdasarkan Pasal F3.5.5b.2 SNI 7860-2020 [10]. Sehingga nilai perpindahan antar tingkat karena pelelehan komponen balok perangkai, $\theta_{link,i}$, dapat ditentukan menggunakan Persamaan (3) [9].

$$\theta_{link,i} = \frac{2\delta_{v,i}}{L-e} \quad (3)$$

Perpindahan antar tingkat karena komponen bresing diagonal, $\theta_{br,i}$, ditentukan dengan mengasumsikan terlebih dahulu (*initial design*) rasio regangan bresing diagonal, k_{br} , yang ekuivalen dengan rasio aksial bresing diagonal, dalam hal ini Pasal F.3.5a SNI 7860-2020 (AISC 341-16) menyebutkan komponen bresing harus tetap elastis menahan gaya-gaya akibat pengerasan regangan balok perangkai, oleh sebab itu pilihan desain dari asumsi rasio aksial bresing harus dapat memastikan pasal ini terpenuhi [10] [11]. Sehingga nilai perpindahan antar tingkat karena pelelehan komponen bresing diagonal, $\theta_{br,i}$, dapat ditentukan menggunakan Persamaan (4) [9].

$$\theta_{br,i} = \frac{2k_{br}\epsilon_y}{\sin 2\alpha_i} \quad (4)$$

Sama halnya seperti bresing diagonal, elemen kolom juga melakukan asumsi regangan kolom, $k_{cols,i-1}$, yang ekuivalen dengan rasio aksial. Sehingga nilai perpindahan antar tingkat karena pelelehan komponen balok perangkai, $\theta_{br,i}$, dapat ditentukan menggunakan Persamaan (5) [9].

$$\theta_{cols,i} = \frac{2k_{cols,i-1}\epsilon_y h_{i-1}}{L} \quad (5)$$

Sehingga produk dari penjumlahan perpindahan antar tingkat; komponen balok perangkai, $\theta_{link,i}$, bresing, $\theta_{br,i}$, dan kolom, $\theta_{cols,i}$, merupakan perpindahan antar tingkat saat leleh, $IDR_{y,i}$, yang diekspresikan ke dalam Persamaan (6) [9].

$$IDR_{y,i} = \theta_{link,i} + \theta_{br,i} + \theta_{cols,i} \quad (6)$$

Dengan demikian, target perpindahan antar tingkat, IDR_T , dari rangka baja terbreis eksentris dapat ditentukan dengan batasan tidak melebihi kapasitas total perpindahan antar tingkat, $IDR_{c,i}$, yang dihitung pada Persamaan (7) [9].

$$IDR_T \leq IDR_{c,i} = IDR_{y,i} + \frac{eY_p}{L} \quad (7)$$

Selanjutnya dengan target perpindahan antar tingkat, IDR_T , yang diinginkan tersebut, maka dapat dilakukan perhitungan perpindahan lateral tingkat, u_i , menggunakan Persamaan (8) atau Persamaan (9) [9].

$$IDR_T < IDR_{y,i} \rightarrow u_i = \omega_0 IDR_T h_i \quad (8)$$

$$IDR_T > IDR_{y,i} \rightarrow u_i = \omega_0 \left[IDR_{y,i} h_i + (IDR_T - IDR_{y,i}) h_i \frac{(2H_n - h_i)}{(2H_n - h_1)} \right] \quad (9)$$

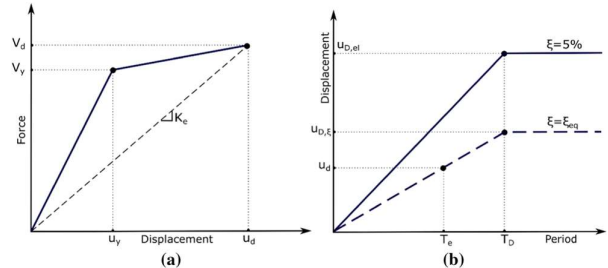
Faktor reduksi efek mode tinggi, ω_0 , ditentukan berdasarkan jumlah tingkat struktur, n , menggunakan Persamaan (10), Persamaan (11), atau Persamaan (12) [9].

$$n \leq 6 \rightarrow \omega_0 = 1 \quad (10)$$

$$6 < n < 16 \rightarrow \omega_0 = -0,015n + 1,09 \quad (11)$$

$$n \geq 16 \rightarrow \omega_0 = 0,6 \quad (12)$$

Dari Persamaan (10), Persamaan (11), atau Persamaan (12) dapat diamati bahwasanya dalam DDB metode SDOF *equivalent system* ini, jumlah tingkat, n , menjadi parameter reduksi efek mode tinggi yang mana kurang tepat karena mengabaikan kontribusi dari distribusi massa dan kekakuan bangunan.



Gambar 4. (a) Kekakuan efektif pada target desain perpindahan (b) Spektrum desain perpindahan untuk redaman ekuivalen [4].

Gambar 4 (a) menunjukkan kurva relasi gaya-perpindahan, di mana kekakuan efektif, K_e , merupakan inklinasi

gaya-perpindahan elastik dan gaya-perpindahan pasca elastik, pada saat karakteristik perpindahan, u_d , dan gaya geser dasar, V_d , tercapai. **Gambar 4** (b) menunjukkan kurva respons spektrum perpindahan pada saat redaman 5% dan kurva respons spektrum perpindahan tereduksi akibat redaman ekuivalen, ξ_{eq} , yang menghasilkan periode efektif struktur, T_e , pada saat karakteristik perpindahan, u_d . Karakteristik perpindahan, u_d , dari sistem struktur yang direpresentasikan sebagai SDOF seperti pada **Gambar 4** (b) ditentukan dengan Persamaan (13) [9].

$$u_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i u_i} \quad (13)$$

Massa efektif dari sistem SDOF, m_e , ini ditentukan dengan menggunakan Persamaan (14) [9].

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i}{u_d} \quad (14)$$

Sementara, tinggi efektif dari sistem SDOF, H_e , ini ditentukan dengan menggunakan Persamaan (15) [9].

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i u_i h_i}{\sum_{i=1}^n m_i u_i} \quad (15)$$

Daktilitas tingkat, μ_i , sebagai rasio antara perpindahan antar tingkat, θ_i , dengan perpindahan antar tingkat saat leleh, $IDR_{y,i}$, ditentukan menggunakan Persamaan (16) [9].

$$\mu_i = \frac{\theta_i}{IDR_{y,i}} = \frac{1}{IDR_{y,i}} \cdot \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i - h_{i-1}} \quad (16)$$

Sedemikian sehingga, daktilitas dari sistem SDOF, μ , dapat ditentukan menggunakan Persamaan (17) [9].

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i V_i \theta_i}{\sum_{i=1}^n V_i \theta_i} \quad (17)$$

Persamaan (17) menunjukkan adanya parameter gaya geser tingkat, V_i , yang sebenarnya pada tahap iterasi awal tidak diketahui, tetapi karena istilah V_i muncul baik di pembilang maupun penyebut, dalam kata lain ini merupakan proporsi geser relatif yang diperlukan untuk perhitungan tuntutan daktilitas sistem, dan ini dapat ditemukan sebagai fungsi dari profil perpindahan desain [9].

Faktor reduksi respons spektrum perpindahan, η , ditentukan menggunakan Persamaan (18), untuk mengonversi faktor reduksi respons spektrum perpindahan ke redaman ekuivalen, ξ_{eq} , maka Persamaan (19) dapat digunakan [12] [13].

$$\eta = \sqrt{\frac{\pi\mu}{13,25\mu - 10,1}} \quad (18)$$

$$\xi_{eq} = \frac{0,1}{\eta^2} - 0,05 \quad (19)$$

Dengan melakukan *plotting* kurva respons spektrum perpindahan situs pada redaman 5% dan kurva respons spektrum perpindahan situs akibat faktor reduksi seperti halnya pada **Gambar 4** (b), maka periode efektif dapat ditentukan menggunakan Persamaan (20) [9].

$$T_e = \frac{u_d}{u_{D,\eta}} T_D \quad (20)$$

Kekakuan efektif dari sistem struktur SDOF, K_e , dapat ditentukan menggunakan Persamaan (21) [9].

$$K_e = \left(\frac{2\pi}{T_e}\right)^2 m_e \quad (21)$$

Maka gaya geser dasar, V_d , dapat ditentukan menggunakan Persamaan (22) atau Persamaan (23) apabila efek P-Delta diperhitungkan [9].

$$V_d = K_e u_d \quad (22)$$

$$V_d = K_e u_d + c \frac{\sum_{i=1}^n W_i u_i}{H_e} \quad (23)$$

Dengan koefisien P-Delta, c , ditentukan menggunakan Persamaan (24) atau Persamaan (25) [9] [12].

$$\frac{m_e g}{K_e H_e} \geq 0,05 \rightarrow c = 1 \quad (24)$$

$$\frac{m_e g}{K_e H_e} < 0,05 \rightarrow c = 0 \quad (25)$$

Gaya geser yang didapatkan kemudian diterapkan menjadi gaya kebutuhan seismik struktur rangka baja terbreis eksentris, Q_E . Proses iterasi perlu dilakukan mengingat pada tahap awal desain dilakukan asumsi nilai k_{br} dan $k_{cols,i-1}$, iterasi dilakukan sampai dengan kedua nilai tersebut hampir sama ataupun konvergen.

Gaya geser yang didapat kemudian didistribusikan ke masing-masing tingkat menggunakan Persamaan (26), di mana koefisien F_t bernilai 0 untuk tingkat selain atap, dan $0,1V_d$ untuk atap [9].

$$F_i = F_t + 0,9V_d \frac{(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (26)$$

Kalkulasi gaya gempa desain menggunakan DBD MDOF *equivalent system* dimulai dengan menentukan nilai modal target perpindahan lantai, $u_{i,j}$, yang diperoleh dengan melalui kalkulasi nilai masing-masing target perpindahan modal antar tingkat, IDR_{Tj} , menggunakan Persamaan (27). Di mana

notasi f_j dalam Persamaan (27) merupakan faktor partisipasi massa modal [14].

$$IDR_{Tj} = f_j IDR_T \tag{27}$$

Kemudian modal target perpindahan lantai, $u_{i,j}$, ditentukan berdasarkan ragam bentuk masing-masing lantai, $\Phi_{i,j}$, ragam bentuk masing-masing lantai dapat diperoleh dengan cara melakukan *normalize* perpindahan masing-masing tingkat hasil analisis modal terhadap perpindahan lantai atapnya [15]. Sehingga modal target perpindahan lantai, $u_{i,j}$, dapat ditentukan menggunakan Persamaan (28) [14].

$$u_{i,j} = \frac{\Phi_{i,j}}{\max\left(\frac{\Phi_{i,j} - \Phi_{i-1,j}}{h_i - h_{i+1}}\right)_j} IDR_{Tj} \tag{28}$$

Massa modal, $m_{i,j}$, dapat diperoleh menggunakan Persamaan (29) [14].

$$m_{i,j} = m_i f_j \tag{29}$$

Sedemikian sehingga karakteristik perpindahan modal, $u_{d,j}$, dapat diperoleh menggunakan Persamaan (30) [14].

$$u_{d,j} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_{i,j} u_{i,j}^2)}{\sum_{i=1}^n (m_{i,j} u_{i,j})} \tag{30}$$

DBD metode MDOF *equivalent system* tidak melakukan kalkulasi daktilitas tingkat, namun secara langsung menuju tahap menentukan redaman ekuivalen modal, $\xi_{eq,j}$, berdasarkan periode struktur dari masing-masing ragam. Redaman ekuivalen modal, $\xi_{eq,j}$, merupakan kumulasi redaman viskose dan redaman histerisis modal, ξ_j , yang ditentukan berdasarkan **Tabel 1** atau **Tabel 2** [14].

$$\xi_{eq,j} = \frac{5 + \xi_j}{100} \tag{31}$$

Tabel 1. Rasio redaman histerisis modal untuk rangka baja terbreis eksentris *link* pendek pada kelas situs tanah lunak [14].

IDR	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
0,4%	0,22 ≤ T ≤ 1,7 ξ_1 = -0,14T + 1,67	0,09 ≤ T ≤ 0,25 ξ_2 = -33,13T + 9,48 0,25 ≤ T ≤ 0,55 ξ_2 = -1,33T + 1,53	0,1 ≤ T ≤ 0,16 ξ_3 = -0,5T + 0,85	0,12 ≤ T ≤ 0,21 ξ_4 = -2,86T + 1,35
1,3%	0,22 ≤ T ≤ 1,1	0,2 ≤ T ≤ 0,55	0,2 ≤ T ≤ 0,3	0,12 ≤ T ≤ 0,21 $\xi_4 = 100$

	ξ_1 = -18,61T + 32,46 1,1 ≤ T ≤ 1,7 ξ_1 = 1,67T + 10,17	ξ_2 = -18,57T + 15,21	ξ_3 = -20T + 11	
2,2%	0,22 ≤ T ≤ 0,6 ξ_1 = -55,55T + 83,3 0,6 ≤ T ≤ 1,7 ξ_1 = -9,09T + 55,45	0,45 ≤ T ≤ 0,55 ξ_2 = -5,56T + 20,06	0,11 ≤ T ≤ 0,3 $\xi_3 = 100$	0,12 ≤ T ≤ 0,21 $\xi_3 = 100$

Tabel 2. Rasio redaman histerisis modal untuk rangka baja terbreis eksentris *link* panjang pada kelas situs tanah lunak [14]

IDR	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
0,4%	0,3 ≤ T ≤ 1,7 ξ_1 = 0,14T + 1,45	0,1 ≤ T ≤ 0,25 ξ_2 = 0,58T + 0,49 0,25 ≤ T ≤ 0,6 ξ_2 = 0,58T + 0,49	0,14 ≤ T ≤ 0,35 ξ_3 = -1,46T + 1	0,09 ≤ T ≤ 0,24 ξ_4 = -4,05T + 1,48
1,3%	0,3 ≤ T ≤ 1,7 ξ_1 = -15,11T + 36,14	0,35 ≤ T ≤ 0,6 ξ_2 = -20,48T + 17,77	0,23 ≤ T ≤ 0,35 ξ_3 = -25,02T + 14,15	0,09 ≤ T ≤ 0,24 $\xi_4 = 100$
2,2%	0,3 ≤ T ≤ 1,7 ξ_1 = -6,47T + 59,2	0,1 ≤ T ≤ 0,6 $\xi_2 = 100$	0,14 ≤ T ≤ 0,35 $\xi_3 = 100$	0,09 ≤ T ≤ 0,24 $\xi_3 = 100$

Dengan cara yang hampir sama seperti pada metode SDOF *equivalent system*, periode efektif modal, $T_{e,j}$, ditentukan berdasarkan spektrum desain perpindahan yang telah direduksi pada saat redaman $\xi_{eq,j}$ menggunakan faktor reduksi spektrum perpindahan modal, η_j , yang pada studi ini dicoba menggunakan Persamaan (32) dengan alasan penyesuaian (*adjustment*) terhadap relasi $\xi_{eq} - \eta$ yang terikat dengan seismisitas situs [13] [14].

Periode efektif modal dapat ditentukan menggunakan Persamaan (33) [14].

$$\eta_j = \left(\frac{0,05}{\xi_{eq,j}}\right)^{0,5} \tag{32}$$

$$T_{e,j} = \frac{u_{d,j}}{u_{D,\xi}} T_D \tag{33}$$

Massa efektif modal, $m_{e,j}$, ditentukan menggunakan Persamaan (34) [14].

$$m_{e,j} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_{i,j} u_{i,j})}{u_{d,j}} \quad (34)$$

Kekakuan efektif modal, $K_{e,j}$, ditentukan menggunakan Persamaan (35) [14].

$$K_{e,j} = \left(\frac{2\pi}{T_{e,j}} \right)^2 m_{e,j} \quad (35)$$

Gaya geser modal, $V_{d,j}$, ditentukan menggunakan Persamaan (36) [14].

$$V_{d,j} = K_{e,j} u_{d,j} \quad (36)$$

Gaya desain lateral modal, $F_{i,j}$, di mana gaya geser modal terdistribusikan pada massa lantai ditentukan menggunakan Persamaan (37) [14].

$$F_{i,j} = V_{d,j} \frac{m_{i,j} u_{i,j}}{\sum_{i=1}^n (m_{i,j} u_{i,j})} \quad (37)$$

Gaya desain maksimum lateral, F_i , didapatkan dengan menggunakan aturan kombinasi modal seperti *Square Root Sum of Square (SRSS)* [14] [16].

Pemilihan rekaman gerak tanah yang digunakan dalam evaluasi non linear dinamis ditentukan setelah periode getar dari masing-masing subjek studi terdesain didapatkan. Sebagai rangkuman dari pembacaan *Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia Untuk Perencanaan Dan Evaluasi Infrastruktur Tahan Gempa* untuk lokasi situs subjek studi [17], **Tabel 3**, **Tabel 4**, dan **Tabel 5**, melampirkan kriteria pemilihan rekaman gerak tanah untuk masing-masing klasifikasi periode getar struktur pada lokasi situs subjek studi.

Tabel 3. Rangkuman kriteria pemilihan rekaman gerak tanah untuk subjek studi berdasarkan Peta Deagregasi Indonesia untuk PGA, (2500 yr) [17]

Mekanisme	Magnitudo	Jarak
<i>All source</i>	6,6–6,8	60–70
<i>Benioff</i>	7,2–7,4	100–120
<i>Megathrust</i>	8,4–8,6	80–100
Sesar dangkal	5,6–5,8	40–50

Tabel 4. Rangkuman kriteria pemilihan rekaman gerak tanah untuk subjek studi berdasarkan Peta Deagregasi Indonesia untuk periode pendek, 0,2 detik, (2500 yr) [17]

Mekanisme	Magnitudo	Jarak
<i>All source</i>	6,8–7	50–60
<i>Benioff</i>	7,2–7,4	100–120
<i>Megathrust</i>	8,4–8,6	80–100
Sesar dangkal	5,8–6	40–50

Tabel 5. Rangkuman kriteria pemilihan rekaman gerak tanah untuk subjek studi berdasarkan Peta Deagregasi Indonesia untuk periode panjang, 3 detik, (2500 yr) [17].

Mekanisme	Magnitudo	Jarak
<i>All source</i>	8–8,2	100–120
<i>Benioff</i>	7,4–7,6	120–140
<i>Megathrust</i>	8,4–8,6	100–120
Sesar dangkal	7,4–7,6	50–60

Pemilihan rekaman gerak tanah dari kriteria-kriteria tersebut dilakukan menggunakan program bantu *NHERI-Sim-Center/EE-UQ* sub-program *EVT PEER Ground Motion Database* untuk mekanisme sesar dangkal [18] [19]; platform *NGA-Subduction Portal: Ground-Motion Record Selection and Download* untuk mekanisme subduksi *interface (megathrust)* dan subduksi *intraslab (benioff)* [20]; sementara untuk mekanisme *all source* maupun mekanisme yang lainnya (bila perlu) digunakan gerak tanah simulasi menggunakan program bantu *3D GM Simulation* [21]; di mana proses modifikasi *scaling* ataupun *matching* dari komponen horizontal gerak tanah terhadap spektrum percepatan target arah maksimum, SaRotD100, dibantu menggunakan bantuan program *REQPY* dengan mengikuti ketentuan SNI 8899-2020 [22] [23].

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam desain kekuatan struktur baja merupakan metode *Load Factor Resistance Design (LFRD)* sedemikian sehingga segala persyaratan pasal B2 SNI 1729-2020 (AISC 360-16) haruslah terpenuhi [7].

Studi ini hanya meninjau beban gravitasi dan seismik, sedemikian sehingga kombinasi pembebanan desain metode LFRD yang digunakan sesuai ketentuan Pasal 4.2.2 SNI 1726-2019 dan Pasal C2.2b SNI 1729-2020 [7] [24], ialah sebagai berikut:

- 1,4D + 1,4N_D
- 1,2D + 1,6L + 0,5L_r + 1,2N_D + 1,6N_L + 0,5N_{Lr}
- 1,2D + 1,6L_r + L + 1,2N_D + 1,6N_{Lr} + N_L
- 1,2D + L + 0,5L_r + 1,2N_D + N_L + 0,5N_{Lr}
- 0,9D + 0,9N_D
- 1,2D + E_v + E_{cl} + L + 1,2N_D + N_L + 0,2S_{SD}N_D
- 0,9D – E_v + E_{cl} + 0,9N_D – 0,2S_{SD}N_D

Untuk keperluan analisis gaya-gaya dalam akibat gaya geser dasar dari metode DBD, maka gaya seismik horizontal, E_h = ρQ_E, disubstitusikan dan mengganti E_{cl} pada kombinasi beban 6 dan 7, di mana faktor performa seismik termasuk faktor redundansi dianggap bernilai 1, kecuali untuk komponen rangka baja terbreis eksentris selain balok *link* di mana faktor kekuatan lebih, Ω, ditentukan dari mekanisme

pelehan balok perangkai [25]. Nilai Ω disematkan (*assign*) secara manual pada setiap elemen-elemen rangka baja terbreis eksentris penahan E_{cl} menggunakan fitur pada CSI ETABS yakni *Steel View/Revise Overwrite* [26].

Sementara beban *notional*, N_i , sesuai dengan ketentuan Pasal C2.2b SNI 1729-2020 diterapkan pada keseluruhan kombinasi beban [7], sebagai bagian dari memperhitungkan kecacatan sistem di mana magnitudo dari beban *notional* menyesuaikan dari total beban gravitasi terfaktor dari masing-masing kombinasi beban. Sesuai dengan Pasal C.2.3.b SNI 1729-2020, penerapan beban *notional* dilakukan:

1. Untuk kombinasi beban tanpa beban lateral, beban *notional* diterapkan pada arah saling tegak lurus (ortogonal) secara arah positif dan negatif [7].
2. Untuk kombinasi beban dengan beban lateral, beban *notional* diterapkan pada arah resultan dari kedua beban lateral yang ortogonal [7].

Untuk poin ke-2, penerapan beban *notional* yang dilakukan pada arah resultan sudut 45° sebetulnya ekuivalen dengan *SRSS* dari dua komponen gaya *notional* yang saling tegak lurus [27].

Kombinasi pembebanan yang digunakan dalam evaluasi non linear dinamis, mengacu pada ketentuan Pasal 11.3.2 SNI 1726-2019 dan *Tall Building Initiative* (TBI) [8] [24], di mana:

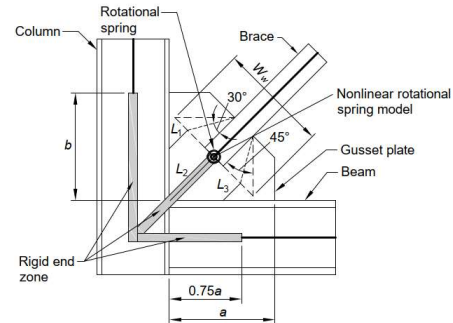
$$1D + 0,2L + N_D + 0,2N + E_L$$

Beban hidup sebesar $0,2L$ digunakan dalam kombinasi dikarenakan intensitas beban hidup yang digunakan masih berada di bawah $4,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. [8] Beban gempa dinamis, E , merupakan sepasang gerak tanah saling tegak lurus (ortogonal) [8]. Beban *notional*, N_i , ditambahkan ke dalam kombinasi analisis non linear hal ini sebagai opsi dari Pasal C3.2b AISC 342-22 dan Pasal C2.3.(c) SNI 1729-2020, di mana faktor reduksi kekakuan τ_b , boleh digunakan nilai sama dengan 1 [28].

Pemodelan analisis-desain linear dari subjek studi dilakukan menggunakan bantuan perangkat lunak CSI ETABS 21.1.0 secara 3 dimensi. Beberapa pertimbangan maupun asumsi dari analisis-desain linear dijabarkan sebagai berikut:

1. Kolom dasar dari subjek studi diasumsikan terjepit penuh sesuai dengan kriteria pemodelan Pasal 7.7.1 SNI 1726-2019 [24].
2. Sistem lantai menggunakan tipe diafragma semi-kaku, kecuali pada kondisi tertentu, justifikasi ini dipilih dikarenakan jika menggunakan diafragma kaku-penuh maka aksial pada balok rangka baja terbreis eksentris akan ditiadakan [29].

3. Massa seismik efektif sesuai ketentuan Pasal 7.7.2 SNI 1726-2019 yang dipertimbangkan mencakup sepenuhnya berat sendiri struktur [24].



Gambar 5 Pemodelan fleksibilitas zona panel [28].

4. *Joint* pada koneksi momen diasumsikan kaku penuh sesuai dengan dimensi balok-kolom, seperti pada **Gambar 5**, sementara pada kedua ujung diagonal bresing diasumsikan fleksibel. Asumsi ini merupakan pen-yederhanaan, di mana kekakuan dari pelat *gusset* di-abaiakan, hal ini mengingat studi ini tidak mempertimbangkan desain sambungan. Fleksibilitas zona panel (*panel zone*) turut dimodelkan pada *joint* balok-kolom sesuai anjuran Pasal C4.2 AISC 342-22 [28].
5. Sebagai persyaratan stabilitas rangka baja terbreis eksentris, sesuai Pasal C2.1.b SNI 1729-2020 (AISC 360-16), analisis orde kedua di mana efek $P-\Delta$ diterapkan dalam analisis elastik, sementara untuk menangkap efek $P-\delta$ maka elemen kolom dan balok yang mengalami aksial dilakukan diskrit [7].
6. Reduksi kekakuan sebesar 0,8 diterapkan untuk elemen balok-kolom-bresing, hal ini sesuai dengan ketentuan Pasal C2.3.(a) SNI 1729-2020. Opsional reduksi tambahan berupa faktor τ_b , ditentukan secara non-variatif sesuai ketentuan Pasal C2.3.(b) SNI 1729-2020. Sedemikian sehingga koefisien beban *notional* yang bekerja ialah 0,003 [7].
7. Faktor panjang efektif, K , digunakan nilai 1 untuk semua kasus (rangka bergoyang ataupun tidak bergoyang) mengingat opsi desain stabilitas *Direct Analysis Method* (DAM) digunakan [27].
8. Reduksi kekakuan diafragma berupa dek terisi beton dipilih sebesar 0,3 sesuai dengan ketentuan NIST GCR 17-917-46v1 [28].
9. Analisis modal tipe *Eigen* digunakan sebagai basis daripada analisis keragaman getar subjek studi, termasuk dalam langkah kalkulasi gaya geser dasar menggunakan DBD metode MDOF *equivalent system*.

10. Fenomena torsi tak terduga diterapkan dengan cara melakukan offset $\pm 5\%$ pusat massa sesuai dengan ketentuan Pasal 7.8.4.2 SNI 1726-2019 [25], karena pusat massa dilakukan offset, maka khusus untuk meninjau fenomena torsi tak terduga, opsi diafragma kaku-penuh digunakan.
 11. Rasio luas bersih per luas kotor pada elemen tarik struktur baja diasumsikan sebesar 75% sama dengan asumsi AISC di mana rasio 75% diasumsikan.
 12. Faktor amplifikasi defleksi/*drift* dihitung sebagai rata-rata dari masing-masing rasio target *drift* antar tingkat dibagi dengan *drift* antar tingkat hasil analisis struktur dengan menggunakan gaya gempa tingkat hasil perhitungan DBD yang kemudian reduksi 0,6 agar tidak *overestimate*.
 13. Pemeriksaan ketidakberaturan (*irregularities*) horizontal tipe 1a dan 1b dilakukan sesuai dengan ketentuan Pasal 7.3.2.1 SNI 1726-2019, di mana pemeriksaan ini berguna juga untuk mempertimbangkan apakah offset $\pm 5\%$ pusat massa juga dimodelkan pada analisis-evaluasi non linear dimanis sesuai ketentuan TBI [8].
- Pemodelan analisis-evaluasi non linear dilakukan setelah keseluruhan profil struktur dari tiga variasi dinyatakan memenuhi ketentuan kekuatan dan kestabilan. Pemodelan analisis-evaluasi non linear dilakukan menggunakan perangkat lunak CSI ETABS 21.1.0 secara 3 dimensi penuh. Beberapa poin pemodelan dan evaluasi non linear yang akan diterapkan adalah sebagai berikut:
1. Kekuatan elemen ditingkatkan pada level kekuatan terekspetasi sesuai dengan ketentuan TBI dan AISC 342-22, di mana kekuatan leleh ditingkatkan dengan suatu faktor pengali kekuatan leleh, $F_{ye} = R_y F_y$, dan kekuatan leleh ditingkatkan dengan suatu faktor pengali kekuatan leleh, $F_{ue} = R_t F_u$, sementara untuk beton, $f_{ce} = 1,3 f_c$, sehingga $E_{ce} = 4700 \sqrt{f_{ce}}$.
 2. Elemen terkendali gaya, dimodelkan sebagai elastik *force-controlled concentrated-hinges*, *axial P* dan/atau interaksi *moment-axial P-M2-M3*, pada level kekuatan terekspetasi. Sementara aksi terkendali gaya pada zona panel (*panel zone*) dimodelkan secara langsung menggunakan *panel zone (scissor model)* dengan batasan rotasi leleh pada level kekuatan terekspetasi.
 3. Elemen terkendali deformasi, yakni aksi geser pada *link*, dimodelkan sebagai *shear concentrated plastic hinges* dengan parameter pemodelan dan kriteria penerimaan mengikuti Tabel C2.4 AISC 342-22 dan panjang sendi plastisnya ekuivalen dengan panjang *link*.
 4. Kolom lantai dasar penjepitan dimodelkan sebagai elemen terkendali deformasi, yakni untuk aksi lentur menggunakan *concentrated-hinges moment M2-M3* sesuai ketentuan Tabel C3.6 AISC 342-22, sementara batas aksi aksial tetap diklasifikasikan sebagai terkendali gaya. Hal ini disebabkan asumsi dasar bahwasanya kolom terjepit sempurna dan kemungkinan menerima porsi kecil dari momen guling akibat beban lateral.
 5. Reduksi kekakuan sebesar 0,8 diterapkan untuk elemen balok-kolom-bresing, hal ini sesuai dengan ketentuan Pasal C2.3.(a) SNI 1729-2020. Parameter reduksi τ_b , di mana menurut Pasal C3.2b AISC 342-22 dan Pasal C2.3.(c) SNI 1729-2020, reduksi kekakuan τ_b , boleh digunakan nilai sama dengan 1 apabila koefisien beban *notional* sebesar 0,003 diterapkan. Oleh sebab itu kombinasi beban pada analisis non linear dinamis juga mengikut sertakan beban *notional*.
 6. Reduksi kekakuan diafragma berupa dek terisi beton untuk evaluasi level MCE dipilih sebesar 0,25 sesuai dengan ketentuan NIST GCR 17-917-46v1 [28].
 7. Efek non linear geometris P-Delta diterapkan secara langsung untuk analisis riwayat waktu respons non linear metode *direct integration*, sementara untuk metode *nonlinear modal*, efek P-Delta diterapkan melalui *Ritz vector*, di mana kekakuan P-Delta di ambil dari kasus beban non linear statis.
 8. Skema solusi non linear yang digunakan pada metode *direct integration* merupakan *iterative event-to-event* dengan *maximum sub-step size* minimal senilai dari pias-pias waktu di mana percepatan tanah terekam, nilai *maximum constant-stiffness iterations* diset 999, nilai *maximum Newton-Raphson iterations* diset 999, nilai *maximum line searches per iteration* diset 999, nilai *line search step factor* diset 1,01, dan nilai *line search acceptance tolerance* diset 0,01.
- Hal ini beralasan skema solusi *iterative event-to-event* merupakan skema yang akurat karena keseimbangan juga diperiksa, *constant-stiffness iterations* dibuat cukup banyak dikarenakan *constant-stiffness* memberikan solusi yang lebih cepat daripada *Newton-Raphson iterations*, dengan catatan bila 999 kali iterasi menggunakan *constant-stiffness* tidak memberikan konvergensi maka dilanjutkan tahap iterasi *Newton-Raphson*, sementara algoritma *line searches* digunakan untuk meningkatkan laju konvergensi terutama untuk struktur yang kaku [29].

9. Metode *direct integration* menggunakan *HHT α time-integration method* dengan nilai $\alpha = 0$, ekuivalen dengan metode *Newmark* $\beta = 0,25$.
10. Skema solusi non linear yang digunakan pada metode *nonlinear modal* diatur pada; *force* dan *energy convergence tolerance* sebesar 10^{-5} , *maximum force iterations* sebanyak 10^4 , dan *minimum force iterations* sebanyak 9999. Hal ini beralasan untuk mencapai konvergensi gaya dan energi, maka tahapan iterasi minimal sampai dengan 9999 kali ialah dianggap cukup untuk mencapai toleransi konvergensi 10^{-5} .
11. Beban gravitasi dan *notional*, untuk metode *nonlinear modal* diterapkan secara kuasi-statis menggunakan fungsi *ramp* yang diatur berdurasi 400 s dengan modal damping 10%, dan skema solusi non linear bawaan (*default*), sementara untuk *direct integration* diterapkan secara non linear statis (*default*).
12. Analisis riwayat waktu respons non linear metode *nonlinear modal* mengikuti ketentuan-ketentuan Pasal C7.4.4.2.3 ASCE 41-17 [31].
13. Opsi pemodelan *hinges* untuk *direct integration* dan *nonlinear modal* akan dipilih tipe “*model hinges as separate link element*” dengan menggunakan opsi redaman proporsi kekakuan untuk *hinges* pada *link* dipilih “*proportional to tangent stiffness*” sesuai dengan rekomendasi Yuan *dkk*. [32].
Adanya tambahan fleksibilitas elastik pada *hinges* yang dimodelkan sebagai *link* maka dilakukan kontrol diskrit pada elemen *frame* dan komponen *hinges* (linear dan non linear) sedemikian sehingga kekakuan tipe model “*model hinges as separate link element*” mendekati tipe model “*model hinges within element*”.
14. Waktu kedatangan (*arrival time*) dari beban percepatan gempa diatur sedemikian sehingga batas waktu naik, t_r , terlewati ataupun pada saat eksitasi telah terhenti, berlaku untuk metode *nonlinear modal* dan *direct integration*.
15. Model redaman viskose yang akan diterapkan untuk analisis respons non linear metode *direct integration* pada subjek studi merupakan tipe model *constant modal damping* dengan sedikit tambahan redaman proporsi kekakuan sesuai dengan rekomendasi *Loss Angles Tall Building Structural Design Council (LATBSDC) 2020* [33], di mana untuk meredam frekuensi tinggi pada rentang periode 0,2 kali periode fundamental struktur ke periode 1×10^{-4} detik, nilainya ditentukan sesuai pada rekomendasi Cruz *dkk*. [34], dikarenakan *modal damping* diikutsertakan maka jumlah mode disesuaikan kurang-lebih mencakup periode ragam getar 0,2 kali

periode fundamental struktur. Sementara untuk *nonlinear modal*, dapat dilakukan interpolasi antar periode

16. Sebagai justifikasi seberapa baik hasil analisis *nonlinear direct integration*, dilakukan pemeriksaan batas atas *error energy* yang masih dapat ditoleransi ialah kurang dari atau sama dengan 5% [35].

Perangkat keras komputer yang digunakan dalam studi ini memiliki spesifikasi CPU *Intel Core i9-13900KS* yang telah dilakukan *overclock*, di mana 8 *Performance core* berjalan di frekuensi 5686 Mhz. dan 16 *Efficiencies core* berjalan di frekuensi 4589 Mhz., perangkat penyimpanan yang digunakan berupa SSD *Samsung Evo 980 Pro 2 Terabytes*. Perangkat lunak CSI ETABS dikonfigurasi secara manual untuk dapat menggunakan keseluruhan prosesor yang ada. Sehingga efisiensi waktu komputasi dari metode *direct integration* dan *nonlinear modal* dapat dibandingkan.

Komparasi rata-rata galat (*mean of errors*) dari metode *nonlinear modal* terhadap *direct integration* dilakukan berdasarkan; respons global struktur, yakni energi *input* versus waktu. Sementara untuk justifikasi kriteria penerimaan harus memenuhi ketentuan-ketentuan TBI ataupun AISC 342-22, di mana dengan menggunakan fitur *Performance Check* dapat dilakukan justifikasi penerimaan lokal secara menyeluruh.

3. Hasil dan Pembahasan

Iterasi desain terhadap 3 varian subjek studi, menghasilkan 5 buah subjek dengan kode sebagai berikut: V-1-S/V-1-M, V-2-S, V-2-M, V-3-S, dan V-3-M. Penjelasan mengenai kode penyebutan subjek terdesain, disajikan dalam **Tabel 6**.

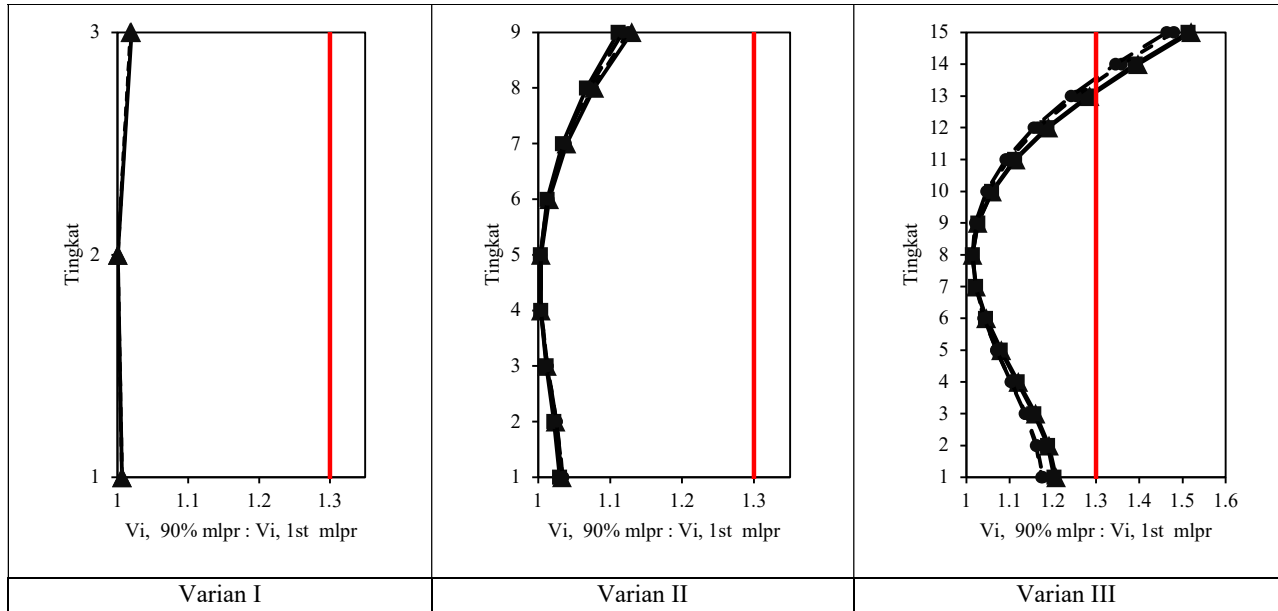
Subjek varian I menghasilkan profil struktur yang identik, subjek varian II menghasilkan profil struktur yang nyaris identik, dan varian III menghasilkan profil struktur yang sepenuhnya berbeda.

Pemeriksaan efek mode tinggi sesuai Pasal 7.3.2.1 ASCE/SEI 41-17 dengan menggunakan *modal response spectrum analysis* (MRSA) pada *modes* pertama dan *modes* saat 90% partisipasi massa terpenuhi, disajikan **Gambar 6** menunjukkan bila subjek studi varian III mengalami fenomena efek mode tinggi yang signifikan.

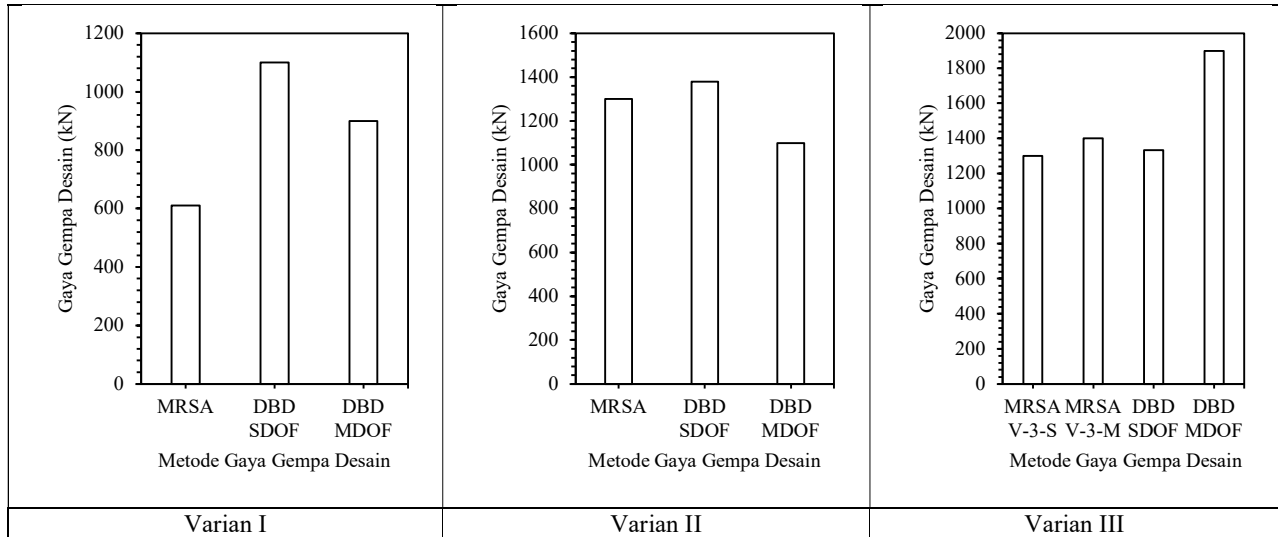
Sebagai pembanding daripada besaran gaya gempa desain hasil DBD, dilakukan kalkulasi gaya gempa desain menggunakan MRSA sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2019, di mana digunakan nilai faktor modifikasi respons, R , bernilai 8 dan faktor keutamaan bangunan, I_e , bernilai 1,5. Hasil iterasi gaya gempa desain DBD terhadap 3 subjek disajikan dalam **Gambar 7**.

Gambar 7 menunjukkan subjek studi varian I mengalami ketimpangan atau selisih gaya gempa desain DBD terhadap MRSA yang sangat mencolok, hal ini dimaklumi mengingat gaya gempa desain hasil DBD SDOF *equivalent system* bergantung pada dimensi profil balok *link* secara langsung, sementara gaya gempa desain hasil DBD MDOF *equivalent system* sedikit lebih rendah, namun 49% lebih tinggi daripada gaya gempa desain hasil MRSA. Gaya gempa

desain DBD SDOF *equivalent system* pada subjek studi varian II dan varian III, menunjukkan hasil yang nyaris mendekati nilai gaya gempa desain hasil MRSA, terlepas fenomena efek mode tinggi yang terjadi. Sebaliknya, gaya gempa desain hasil DBD MDOF *equivalent system* menunjukkan hasil yang cukup timpang terhadap gaya gempa desain hasil MRSA.



Gambar 6. Pemeriksaan efek mode tinggi terhadap masing-masing varian subjek studi.



Gambar 7. Komparasi gaya gempa desain DBD metode SDOF *equivalent system* dan MDOF *equivalent system* dibandingkan dengan gaya gempa desain hasil modal response spectrum analysis (MRSA) berdasarkan SNI 1726-2019 pada subjek studi.

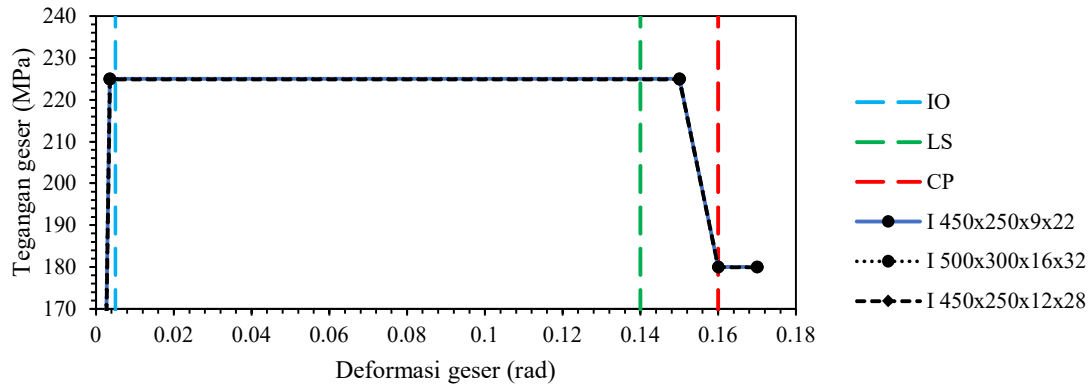
Timpangnya gaya gempa desain hasil DBD MDOF *equivalent system*, terutama pada subjek studi variasi III, diduga disebabkan adanya bias pada relasi $\xi_{eq} - \eta$ yang

terikat dengan seismisitas situs. Di lain sisi, adanya batasan periode getar ragam (*modes*) pada DBD MDOF *equivalent system* menyebabkan metode ini kurang fleksibel dalam

proses desain juga gaya gempa desain yang dihasilkan terlalu *overestimate*, meskipun penyesuaian (*adjustment*) relasi $\xi_{eq} - \eta$ telah dilakukan.

Verifikasi dan pembuktian seberapa andal subjek studi yang terdesain menggunakan metode DBD SDOF *equivalent*

system dan DBD MDOF *equivalent system* akan dilakukan menggunakan analisis riwayat waktu respons non linear sesuai dengan target kinerjanya, juga meninjau DBD metode mana yang cukup mendekati target perpindahannya.

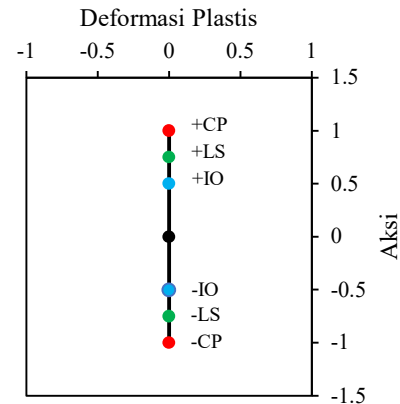


Gambar 8. Kurva relasi aksi-deformasi untuk komponen terkendali deformasi geser *link* I 450×250×9×22, I 450×250×12×28, dan I 500×300×16×32.

Tabel 6. Deskripsi kode dari masing-masing varian subjek studi terdesain.

Varian	Kode	Deskripsi
I	V-1-S	Subjek studi varian I yang terdesain menggunakan DBD metode SDOF <i>equivalent system</i> .
	V-1-M	Subjek studi varian I yang terdesain menggunakan DBD metode MDOF <i>equivalent system</i> .
II	V-2-S	Subjek studi varian II yang terdesain menggunakan DBD metode SDOF <i>equivalent system</i> .
	V-2-M	Subjek studi varian II yang terdesain menggunakan DBD metode MDOF <i>equivalent system</i> .
III	V-3-S	Subjek studi varian III yang terdesain menggunakan DBD metode SDOF <i>equivalent system</i> .
	V-3-M	Subjek studi varian III yang terdesain menggunakan DBD metode MDOF <i>equivalent system</i> .

Tahapan evaluasi performa seismik dari masing-masing subjek studi dilakukan dengan memodelkan komponen non linear dari subjek studi. Di mana aksi geser pada komponen balok *link* diharapkan menjadi peredam utama energi gempa. Hasil pemodelan kurva relasi aksi-deformasi beserta kriteria penerimaannya dari balok *link* disajikan dalam **Gambar 8**, di mana terlihat balok *link* memiliki kapasitas deformasi plastis sampai dengan 0,16 rad dengan kemiringan pasca elastik sebesar 6%.

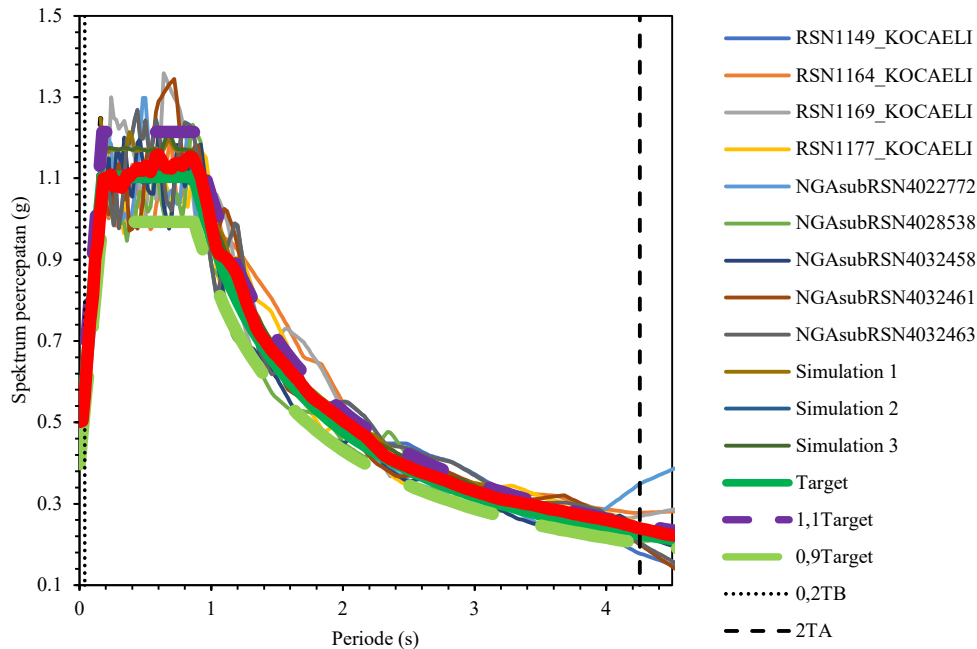


Gambar 9. Kurva relasi aksi-deformasi plastis untuk komponen terkendali gaya

Kolom dasar dimodelkan dengan fitur *auto-hinges* mengikuti Tabel 9-7.1 ASCE 41-17 (Tabel C3.6 AISC 342-22) dengan tipe DOF *M2-M3* mengingat *P* tidak variatif terhadap waktu (konstan). B्रेसing diagonal dimodelkan menggunakan *axial P force controlled hinges* dengan batasnya ialah aksial tarik (sudah termasuk asumsi luas efektif 75%) dan aksial tekan (termasuk fenomena tekuk). Sementara untuk balok di luar wilayah *link* dimodelkan menggunakan *axial-flexure P-M3 force controlled hinges* di mana batasnya ialah momen lentur, dan aksial tarik-tekan. Kurva interaksi aksial-lentur tersebut dimodelkan secara linear. Zona panel turut dimodelkan pula di mana batasan

rotasi leleh pada kekuatan terekspetasi, γ_{ye} , digunakan dengan kurva relasi aksi-deformasinya mengikuti **Gambar 9**. Mengingat kolom telah didesain menahan aksial kumulatif

E_{cl} , maka aksial tersebut digunakan sebagai batas atas dari nilai aksial kebutuhan dalam perhitungan batas rotasi leleh zona panel.

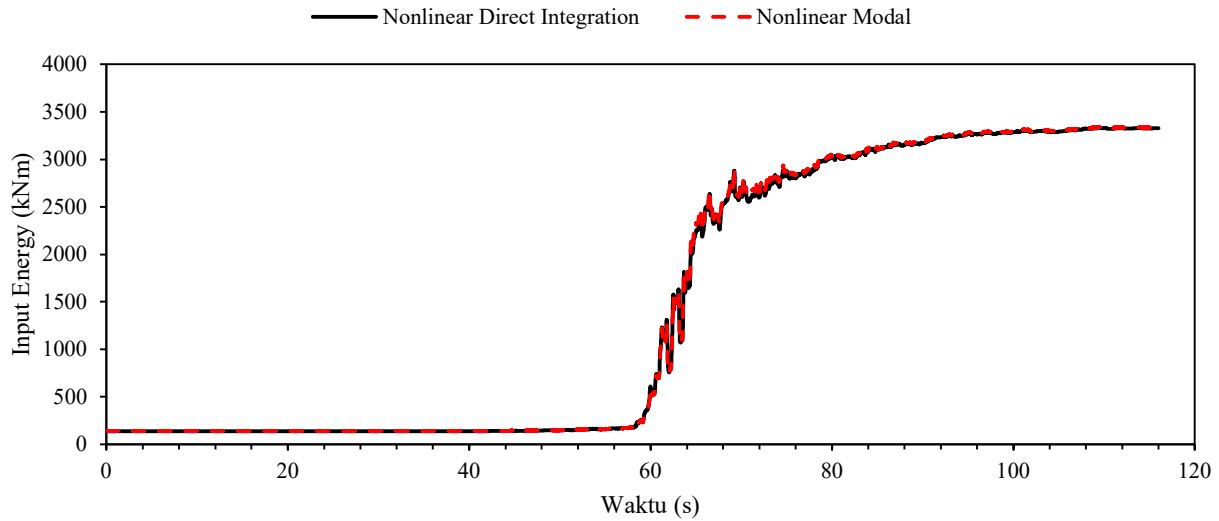


Gambar 10. Spektrum percepatan arah maksimum (SaRotD100) dari rekaman gerak tanah termodifikasi yang digunakan untuk mengevaluasi subjek berkode V-3-S.

Setelah tahapan pemodelan non linear dari masing-masing subjek studi selesai dilakukan, selanjutnya dapat dilakukan proses pemilihan dan modifikasi rekaman gerak tanah. Sebagai contoh hasil pemilihan dan modifikasi 12 pasang gerak tanah ditunjukkan **Gambar 10**, di mana hasil modifikasi menunjukkan rata-rata (*mean*) spektrum percepatan arah maksimum (SaRotD100) dari 12 pasang rekaman gerak tanah berada di antara batas atas dan batas bawah 10% dari target spektrum percepatan. Hasil yang serupa juga didapatkan untuk subjek studi lainnya.

Sebelum dilakukan evaluasi performa seismik secara penuh dengan menggunakan 12 pasang rekaman gerak tanah terpilih dan termodifikasi, maka dilakukan pengukuran seberapa baik hasil *nonlinear modal time history analysis* dibandingkan dengan *nonlinear direct integration time history analysis*. Sebagai contoh, **Gambar 11** menunjukkan respons global berupa *input energi* dari subjek studi V-3-S terhadap rekaman gerak tanah RSN 4032463. Terlihat bila

respons global hasil analisis riwayat waktu menggunakan metode *nonlinear modal time history* menunjukkan berhimpit atau mendekati dengan hasil analisis riwayat waktu menggunakan metode *nonlinear direct integration time history*. Hasil pengujian serupa pada masing-masing varian subjek studi dirangkum dan disajikan dalam **Tabel 7**, **Tabel 8**, dan **Tabel 9**. Secara konsisten, analisis riwayat waktu menggunakan metode *nonlinear modal time history* memberikan efisiensi waktu analisis yang sangat jauh lebih singkat daripada metode *nonlinear direct integration time history* dengan rata-rata kesalahan (*mean of errors*) masih di bawah 4%. Respons non linear lokal, sebagai contoh disajikan dalam **Gambar 12**, juga menunjukkan bila respons non linear *hinges* hasil analisis *nonlinear modal* cukup mendekati hasil analisis *nonlinear direct integration*. Dengan bukti yang telah disampaikan, maka dapat dijustifikasi apabila *nonlinear modal time history* memberikan hasil yang cukup mendekati *nonlinear direct integration*.



Gambar 11. Komparasi *input energy nonlinear direct integration* dengan *nonlinear modal* menggunakan rekaman gerak tanah RSN 4032463.

Tabel 7. Komparasi durasi analisis non linear dinamis subjek studi variasi I.

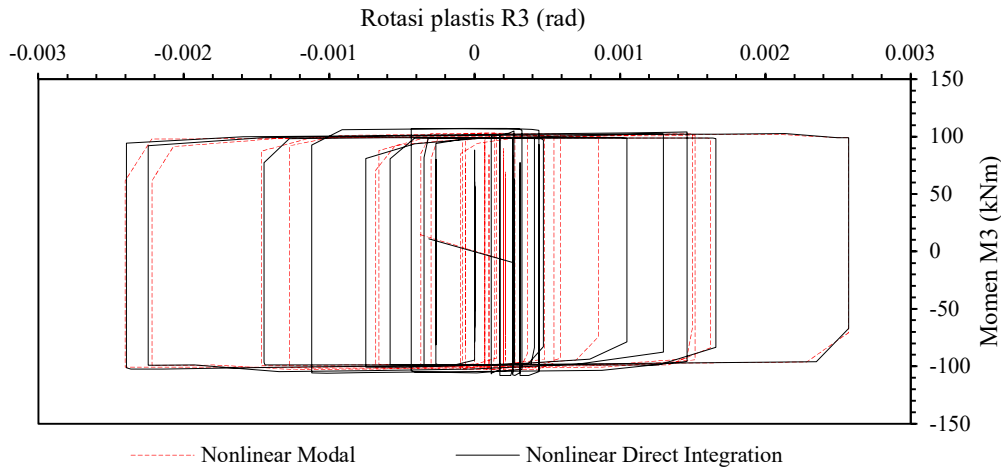
RSN	Step tersimpan	Error energy maksimum (%)		Durasi analisis (s)		Rata-rata galat modal (%)
		Direct integration	Modal	Direct integration	Modal	
4086	8700	0,3	0	1562	37	1,093
All source 2	10200	1,3	0	1714	32	1,006
3001294	10500	0,1	0	2354	37	3,045
6001018	19000	4,7	0	3543	44	1,280
Total durasi analisis (jam)				2,5	0,041	

Tabel 8. Komparasi durasi analisis non linear dinamis subjek studi variasi II.

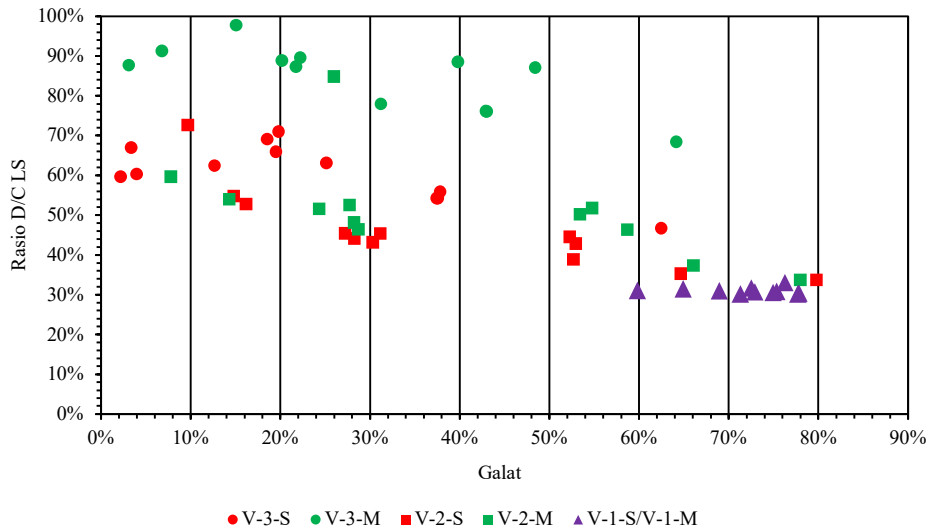
RSN	Step tersimpan	Error energy maksimum (%)		Durasi analisis (s)		Rata-rata galat modal (%)
		Direct integration	Modal	Direct integration	Modal	
1164	13500	0	0	2303	65	0,7
6001388	21000	0	0	4522	95	0,83
Total durasi analisis (jam)				1,9	0,044	

Tabel 9. Komparasi durasi analisis non linear dinamis subjek studi variasi III.

RSN	Step tersimpan	Error energy maksimum (%)		Durasi analisis (s)		Rata-rata galat modal (%)
		Direct integration	Modal	Direct integration	Modal	
1149	11600	0,1	0	3273	223	0,76
4032463	11600	0,1	0	3624	238	0,76
Total durasi analisis (jam)				1,92	0,12	



Gambar 12. Komparasi respons momen-rotasi dari non linear *hinges* kolom dasar yang mengalami kriteria penerimaan CP.



Gambar 13. Relasi rasio *demand-capacity* dari LS dengan galat target simpangan terhadap simpangan maksimum dari masing-masing 12 pasang rekaman gerak tanah.

Gambar 13 menunjukkan relasi antara rasio D/C dari performa kinerja *Life Safety (LS)* dengan galat dari target simpangan 1,5% terhadap simpangan maksimum yang terjadi akibat masing-masing beban gempa dari 12 pasang rekaman gerak tanah. Subjek V-3-M secara konsisten mendapatkan level kinerja lebih kritis daripada subjek V-3-S, namun dengan tingkat akurasi yang lebih rendah di mana hanya terdapat 2 kasus dari 12 kasus gempa yang memiliki galat kurang dari 10%. Subjek V-3-S memberikan level kinerja yang cukup sedang, 0,5 – 0,7 LS, dengan tingkat akurasi yang baik di mana 3 kasus dari 12 kasus gempa memiliki galat kurang dari 10%. Subjek V-2-S dan V-2-M yang hanya berbeda pada profil kolom lateral lantai 5 sampai dengan lantai 1 ternyata memiliki level kinerja yang cukup

berbeda, di mana subjek V-2-S memiliki level kinerja yang lebih parah daripada V-2-M, akan tetapi masih memberikan akurasi yang dapat diterima. Subjek V-1-S/V-1-M memiliki level kinerja yang paling rendah dari semua variasi dan galat yang paling tinggi, hal ini dapat dimaklumi dikarenakan komponen rangka baja terbreis eksentrisnya yang lebih besar daripada kebutuhannya.

4. Simpulan

Berdasarkan rangkaian analisis dan pembahasan yang telah dilakukan, terdapat beberapa hal yang dapat disimpulkan:

1. DBD metode MDOF *equivalent system* memiliki akurasi yang kurang baik bila dibandingkan DBD

metode SDOF *equivalent system*, hal ini dikarenakan permasalahan bias pada relasi redaman ekuivalen modal dengan faktor reduksi spektrum perpindahan modal yang mana nilai-nilai redaman histerisis modal ditentukan berdasarkan definisi kelas situs menurut *Eurocode*, sementara DBD metode SDOF *equivalent system* tidak memerlukan hal ini di mana faktor reduksi spektrum perpindahan ditentukan berdasarkan daktilitas strukturnya.

2. Perancangan profil struktur baja terbreis eksentris pada target perpindahan tertentu, lebih fleksibel dilakukan menggunakan DBD metode SDOF *equivalent system* dikarenakan lebih minim melakukan iterasi penggantian profil struktur, sementara DBD metode MDOF *equivalent system* cukup banyak melakukan iterasi penggantian profil struktur mengingat adanya batasan rentang periode getar dari ragam getar.
3. Analisis non linear dinamis dengan menggunakan *nonlinear modal* memberikan efisiensi waktu 10 sampai dengan 60 kali lebih cepat daripada *nonlinear direct integration* dengan rata-rata galat kurang dari 4%.

Daftar Pustaka

- [1] M. N. Priestley, "Direct Displacement-Based Design of Precast/Prestressed Concrete Buildings," *PCI journal*, vol. 47.6, pp. 66-79, 2002.
- [2] Tavo dan U. Wijaya, *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*, Surabaya dan Jakarta: ANDI, 2018.
- [3] M. J. N. Priestley, G. M. Calvi dan M. J. Kowalsky, *Displacement-based seismic design of structures*, 1 penyunt., Pavia: IUSS Press, 2007.
- [4] E. V. Muho, J. Qian dan D. E. Beskos, "A direct displacement-based seismic design method using a MDOF equivalent system: application to R/C framed structures," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 18, no. Springer Nature B.V., pp. 4157-4188, 2020.
- [5] T. Sullivan, G. Calvi dan M. Priestley, *DBD12; A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Pavia: IUSS press, 2012.
- [6] S. H. Santos, C. Giarlelis, J. Jara, A. Lampropoulos, D. L. Presti, S. Montens, F. Sutcu, T. Takeuchi, M. Traikova, H. Varum, J. White, S. Zmigrodzki, J. Pinto dan A. Arai, "Comparative Study of International Major Codes for the Seismic Design of Buildings," *IABSE Symposium Wroclaw 2020*, Wroclaw, 2020.
- [7] Subkomite Teknis 91-01-S4 Bahan, Sains, Struktur dan Konstruksi Bangunan, SNI 1729:2020 Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural (ANSI/AISC 360-16, IDT), Jakarta: Badan Standardisasi Nasional, 2020.
- [8] R. Goleorkhi, L. Joseph, R. Klemencic, D. Shook and J. Viise, *Performance-Based Seismic Design for Tall Buildings: An Output of the CTBUH Performance-Based Seismic Design Working Group*, Chicago: Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2019.
- [9] T. J. Sullivan, "Direct displacement-based seismic design of steel eccentrically braced frame structures," *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 11, no. 6, pp. 2197-2231, 2013.
- [10] Subkomite Teknis 91-01-S4 Bahan, Sains, Struktur dan Konstruksi Bangunan, SNI 7860:2020 Ketentuan seismik untuk bangunan gedung baja struktural, Jakarta: Badan Standardisasi Nasional, 2020.
- [11] AISC Committee on Specifications, Task Committee 9, ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [12] G.. J. O'Reilly dan T.. J. Sullivan, "Direct Displacement-Based Seismic Design of Eccentrically Braced Steel Frames," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 20, no. 2, pp. 243-278, 2016.
- [13] W. Dong, M. Li, T. Sullivan, G. MacRae, C.-L. Lee dan T. Chang, "Direct Displacement-based Seismic Design of Glulam Frames with Buckling Restrained Braces," *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 27, no. 8, pp. 2166-2197, 2023.
- [14] N. A. Kalapodis, E. V. Muho dan D. E. Beskos, "Seismic design of plane steel MRFS, EBFS and BRBFS by improved direct displacement-based design method," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 153, no. Elsevier Ltd, p. 107111, 2022.
- [15] K. Chopra, *Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Harlow: Pearson Education Limited, 2019.
- [16] N. A. Kalapodis and G. A. Papagiannopoulos, "Seismic Design of Plane Steel Braced Frames Using Equivalent Modal Damping Ratios," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 129, p. 105947, 2020.
- [17] Tim Pusat Studi Gempa Nasional, *Peta Deagregasi Bahaya Gempa Indonesia Untuk Perencanaan dan Evaluasi Infrastruktur Tahan Gempa*, Jakarta: Direktorat Bina Teknik Permukiman dan Perumahan, 2022.

- [18] F. McKenna, Kuanshi Zhong, M. Gardner, A. Zsarnoczay, Sang-Ri Yi, Aakash Bangalore Satish, C. Wang and W. Elhaddad, "NHERI-SimCenter/EE-UQ: Version 3.3.0," 2023.
- [19] T. D. Ancheta, R. B. Darragh, J. P. Stewart, E. Seyhan, W. J. Silva, B. S.-J. Chiou, K. E. Wooddell, R. W. Graves, A. R. Kottke, D. M. Boore, T. Kishida and J. L. Donahue, "NGA-West2 Database," vol. 30, no. 3, 2014.
- [20] S. Mazzoni, "NGA-Subduction Portal: Ground-Motion Record Selection and Download," 2022.
- [21] D. Huang and Z. Wang, "Wavelet-Based Stochastic Model for Jointly Simulating Three-Component Ground Motions," vol. 112, no. 3, p. Bulletin of the Seismological Society of America, 2022.
- [22] L. A. Montejo, "Response spectral matching of horizontal ground motion components to an orientation-independent spectrum (RotDnn)," *Earthquake Spectra*, vol. 37, no. 2, p. 1127–1144, 2021.
- [23] Subkomite Teknis 91-01-S4 Bahan, Sains, Struktur dan Konstruksi Bangunan, SNI 8899:2020 Tata cara pemilihan dan modifikasi gerak tanah permukaan untuk perencanaan gedung tahan gempa, Jakarta: Badan Standardisasi Nasional, 2020.
- [24] Subkomite Teknis 91-01-S4 Bahan, Sains, Struktur dan Konstruksi Bangunan, SNI 1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, Jakarta: Badan Standardisasi Nasional, 2019.
- [25] AISC Committee on Manuals, *Seismic Design Manual, 3rd Edition*, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2018.
- [26] Computers and Structures, Inc., Steel Frame Design Manual AISC 360-16 for ETABS, Walnut Creek: Computers and Structures, Inc., 2023.
- [27] J. Ericksen, "A How-To Approach to Notional Loads," *Modern Steel Construction*, 2011.
- [28] AISC Committee on Specifications, ANSI/AISC 342-22 Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings, Chicago: American Institute of Steel Construction, 2022.
- [29] Computers & Structures, Inc, CSI Analysis Reference Manual, Walnut Creek: Computers & Structures, Inc, 2017.
- [30] Applied Technology Council, "Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part I - general," National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 2017.
- [31] Structural Engineering Institute, ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17: seismic evaluation and retrofit of existing buildings, Reston: American Society of Civil Engineers, 2017.
- [32] Y. Lu dan G. R. Morris, "Assesment of Three Viscous Damping Methods for Nonlinear History Analysis: Rayleigh with Initial Stiffness, Rayleigh with Tangent Stiffness, and Modal," *World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, 2017.
- [33] S. Akelyan, G. Brandow, L. Carpenter, C. Ekwueme, T. Ghodsi, S. Islam, I. Kashefi, K. Kolozvari, M. Lew, M. Mehraian, F. Naeim, T. A. Sabol, B. Schindler, P. Yin, N. Youssef, J. Wallace, F. Zareian dan A. Zekioglu, "An Alternative Procedure For Seismic Analysis And Design Of Tall Buildings Located In The Los Angeles Region," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 2020.
- [34] C. Cruz and E. Miranda, "Damping Ratios of the First Mode for the Seismic Analysis of Buildings," *Journal of Structural Engineering*, vol. 147, no. 1, p. 04020300, 2021.
- [35] Computers and Structures, Inc., User Guide Perform3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Walnut Creek: Computers and Structures, Inc., 2021.

Halaman ini sengaja dikosongkan