

Evaluasi Kinerja SRPMM pada Gedung Baja 5 Lantai dengan Analisis *Pushover* menggunakan Variasi Pemodelan *Deformation-Controlled* dan *Force-Controlled*

Andy Prabowo ^{[1]*}, Rangga Winata ^[2], Usman Wijaya ^[3]

^{[1]*} Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jakarta, 11440, Indonesia

^[2] Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jakarta, 11440, Indonesia

^[3] Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Universitas Trisakti, Jakarta, 11440, Indonesia

Email: andy.prabowo@ft.untar.ac.id*

*) Corresponding Author

Received: 16 March 2025; Revised: 24 August 2025; Accepted: 29 August 2025

How to cited this article:

Prabowo, A., Winata, R., Wijaya, U., (2026). Evaluasi Kinerja SRPMM pada Gedung Baja 5 Lantai dengan Analisis *Pushover* menggunakan Variasi Pemodelan *Deformation-Controlled* dan *Force-Controlled*. Jurnal Teknik Sipil, 22(1), 55–69.

<https://doi.org/10.28932/jts.v22i1.11470>

ABSTRAK

Penelitian ini menggunakan analisis *pushover* untuk mengevaluasi kinerja Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) sebagai sistem pemikul beban lateral untuk struktur gedung baja 5 lantai. Dua model struktur dianalisis dengan pendekatan pemodelan sendi plastis yang berbeda dari sisi penempatan serta perilaku yang mengontrolnya. Pada Model 1, sendi plastis diletakkan pada balok dan kolom dengan perilaku *deformation-controlled*, sedangkan pada Model 2, penempatan sendi plastis pada kolom diubah perilakunya menjadi *force-controlled*. Pemodelan 3 dimensi menggunakan software ETABS v.20.0.0. Berdasarkan hasil evaluasi kinerja struktur menggunakan *Capacity Spectrum Method* (CSM) dan *Displacement Coefficient Method* (DCM), level kinerja Model 1 adalah IO-LS untuk arah X, dan > CP untuk arah Y. Sementara itu, level kinerja struktur yang dicapai Model 2 adalah > CP untuk arah X dan Y. Selain evaluasi level kinerja, verifikasi dilakukan terhadap nilai faktor modifikasi respon (R), faktor kuat lebih (Ω_o), dan faktor pembesaran defleksi (C_d) dari hasil *pushover*. Nilai R kedua model pada kisaran 3, dimana nilai ini lebih kecil dari nilai R SRPMM menurut SNI 1726:2019. Nilai Ω_o untuk Model 1 dan Model 2, berturut-turut pada kisaran 1,5 dan 2,4. Nilai C_d untuk Model 1 dan Model 2, berturut-turut berada pada rentang 4,3-4,8 dan 5,5-5,8 untuk kedua arah X dan Y.

Kata kunci: Analisis *Pushover*, *Deformation-Controlled*, Evaluasi Kinerja, *Force-Controlled*, Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM).

ABSTRACT. Performance Evaluation of SRPMM in a 5-Story Steel Building Using *Pushover* Analysis with Variations in *Deformation-Controlled* and *Force-Controlled* Modeling. This study utilizes *pushover* analysis to evaluate the performance of Intermediate Moment Resisting Frame System (IMRFS) used as the lateral force resisting system on the five stories building. Two structural models were analysed with differences on plastic hinge allocations and the controlling behaviour. On Model 1, plastic hinges were assigned to the designated beam and columns with *deformation-controlled* behaviour, while on Model 2, the plastic hinges on the columns were changed to *force-controlled*. Building modelling was in 3-dimension using ETABS v.20.0.0. Evaluations of the structural performance used two methods. Based on the structural performance evaluation using the *Capacity Spectrum Method* (CSM) and the *Displacement Coefficient Method* (DCM), the performance level of Model 1 is IO-LS in the X direction and > CP in the Y direction. Meanwhile, the performance level achieved by Model 2 is > CP in both the X and Y directions. In addition to the performance level evaluation, verification was also conducted on the values of the response modification factor (R), overstrength factor (Ω_o), and deflection amplification factor (C_d) obtained from the *pushover* analysis. The R values for both

models are approximately 3, which is lower than the R value specified for SRPMM in SNI 1726:2019. The Ω_0 values for Models 1 and Model 2 are approximately 1.5 and 2.4, respectively. The C_d values for Models 1 and Model 2 range from 4.3 to 4.8 and from 5.5 to 5.8, respectively, for both the X and Y directions.

Keywords: *Deformation-Controlled, Force-Controlled, Intermediate Moment Resisting Frame System (IMRFS), Performance Evaluation, Pushover Analysis.*

1. PENDAHULUAN

Indonesia terletak di antara 4 pertemuan lempeng tektonik, yaitu Lempeng Eurasia, Lempeng Pasifik, Lempeng Indo-Australia, dan Lempeng Laut Filipina. Interaksi keempat lempeng tersebut, mengakibatkan aktivitas gempa bumi di Indonesia memiliki frekuensi kejadian yang cukup tinggi (Sabtaji, 2020). Dengan kondisi ini, seorang perencana struktur dituntut untuk merencanakan sistem struktur bangunan yang daktail, yaitu bangunan yang dapat menahan respon spektrum dan beban lateral akibat gempa (Pandaleke et al., 2013).

Menurut SNI 1726:2019 (BSN, 2019), rangka pemikul momen dibagi menjadi tiga jenis yaitu: Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) (Amrullah et al., 2019). Ketiga sistem ini berbeda dalam hal kemampuan deformasi inelastik, tingkat daktilitas, serta faktor reduksi gempa (Fadillah & Mushtofa, 2024). Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) memiliki daktilitas sedang yang dirancang untuk wilayah dengan resiko gempa menengah (Karisoh et al., 2018). Salah satu parameter penting dalam Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah adalah keruntuhan geser tidak boleh terjadi sebelum keruntuhan lentur (Lee et al., 2021). Hal ini sangat penting karena keruntuhan geser dapat terjadi secara mendadak tanpa adanya peringatan, yang mengakibatkan penghuni bangunan tidak memiliki cukup waktu untuk menyelamatkan diri (Andriyani et al., 2021).

Analisis *pushover* adalah metode analisis statik non-linier dengan beban gempa rencana pada struktur bangunan dianggap sebagai beban statik yang diterapkan pada pusat massa setiap lantai. Nilai beban tersebut secara bertahap ditingkatkan hingga terbentuk sendi plastis pertama pada struktur. Proses ini dilanjutkan dengan peningkatan beban hingga struktur mengalami deformasi pasca-elastis menuju kondisi plastis (Fatkur & Pujo, 2021). Tujuan dari analisis *pushover* adalah untuk mengevaluasi respons seismik struktur terhadap beban gempa rencana, dengan menghitung faktor daktilitas aktual dan faktor reduksi gempa struktur, serta menampilkan kurva kapasitas dan distribusi sendi plastis yang terbentuk (Nugrafindo et al., 2019; Santoso & Sumaidi, 2022). Hasil yang diperoleh dari analisis *pushover* digunakan untuk mengevaluasi target perpindahan serta kinerja struktur menggunakan *Capacity Spectrum Method* (CSM) dan *Displacement Coefficient Method* (DCM).

Penggunaan hasil analisis *pushover* untuk memeriksa nilai parameter daktilitas yang dapat dicapai struktur hasil perancangan menggunakan desain kapasitas ditemukan pada beberapa studi (Sutanto & Christianto, 2022; Christianto & Hendrawan, 2022; Nuraga et al., 2021; Prabowo & Lase, 2016) yang mengevaluasi kinerja struktur gedung beton bertulang dengan perkuatan bresing serta mencari nilai faktor daktilitas strukturnya. Prabowo & Lase (2016) melakukan pemeriksaan pada gedung beton bertulang yang ditambah ketinggiannya menggunakan rangka baja. Kedua studi berpedoman pada FEMA P695 (2009) dalam melakukan perhitungan ulang nilai R , Ω_o dan C_d . Perhitungan ketiga nilai parameter tersebut didasarkan pada hasil analisis *pushover* dengan pemodelan sendi plastis pada balok dan kolom yang diasumsikan berperilaku sebagai elemen *deformation-controlled*. Analisis *pushover* yang dilakukan pada semua studi belum ada peninjauan kinerja struktur dengan elemen *force-controlled*.

Penelitian dilakukan pada gedung baja 5 lantai dengan fungsi sebagai kantor. Struktur gedung dirancang memenuhi prinsip desain SRPMM pada ketentuan SNI 1726:2019 (BSN, 2019) dan SNI 7860:2020 (BSN, 2020). Penempatan sendi plastis pada balok dan kolom divariasikan pada dua model yang memiliki data perancangan struktur yang sama. Tujuan penelitian ini membandingkan kinerja serta perilaku pasca leleh dari dua model struktur yang diberi pemodelan sendi plastis berbeda pada saat melakukan analisis *pushover*. Penelitian ini juga akan memberikan informasi kepada perencana struktur mengenai pemodelan sendi plastis yang menghasilkan keruntuhan struktur yang paling daktil.

Model 1 diberikan sendi plastis dengan tipe kegagalan *deformation-controlled* pada aksi lentur balok dan kombinasi aksial-momen pada kolom. Model 2 hanya aksi lentur balok yang diasumsikan *deformation-controlled* dan kombinasi aksial-momen diasumsikan *force-controlled*. Pendekatan Model 2 sejalan dengan rekomendasi Tabel C1-7 ASCE 41-17 serta untuk memeriksa pemenuhan kriteria *strong-column-weak-beam* (SCWB). Harapannya tidak terjadi kegagalan prematur pada Model 2 meskipun kegagalan kolom ditentukan oleh kekuatan dan bukan deformasi. Efek perbedaan pendekatan pemodelan sendi plastis pada dua model dapat ditemukan lebih lanjut pada bagian hasil penelitian dalam artikel ini.

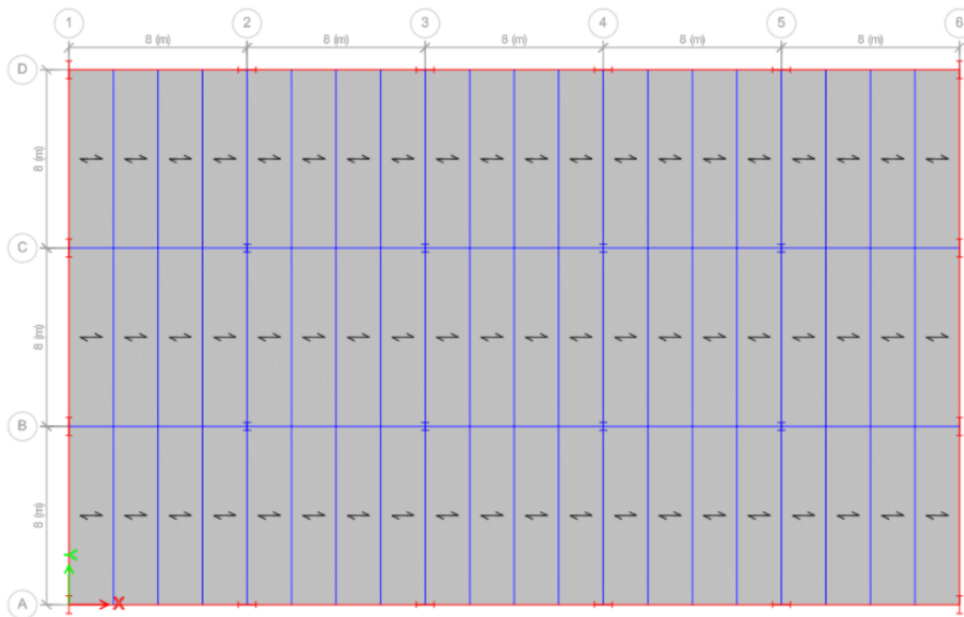
2. METODOLOGI PENELITIAN

2.1. Data Perancangan Struktur

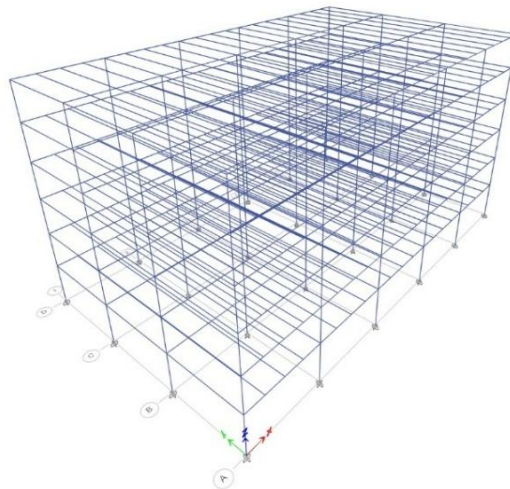
Metode penelitian yang digunakan yaitu analisis struktur gedung secara 3 dimensi menggunakan software ETABS v.20.0.0. Analisis struktur terhadap beban gempa menggunakan analisis respon spektrum dan selanjutnya dilakukan perencanaan struktur untuk memastikan seluruh balok dan kolom mampu memikul seluruh beban struktur. Langkah selanjutnya dilakukan analisis *pushover* untuk memeriksa level kinerja dan verifikasi nilai parameter daktilitas struktur.

Data teknis model struktur bangunan yang menjadi obyek penelitian:

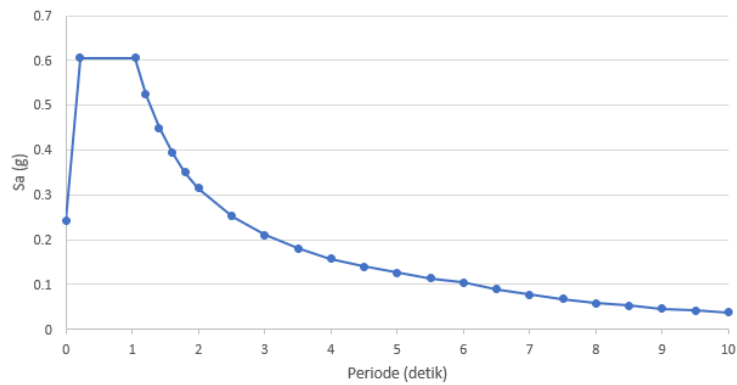
1. Bangunan berukuran 40 x 24 m, jarak antar kolom 8 m seperti pada Gambar 1 dengan model 3D struktur pada Gambar 2.
2. Tinggi bangunan 21,5 m, ketinggian lantai dasar 4 m dan ketinggian lantai tipikal 3,5 m.
3. Mutu Baja BJ 37, spesifikasi tegangan leleh (f_y) 240 MPa, tegangan tarik putus (f_u) 370 MPa.
4. Tebal lantai (*deck*) 100 mm dengan kuat tekan beton (f_c') 30 MPa.
5. Beban dinding dihitung dari asumsi tebal 250 mm.
6. Beban mati di luar berat sendiri 1.3 kN/m² dan beban hidup 2.5 kN/m²
7. Respon spektrum beban gempa seperti pada Gambar 3, dengan $S_{DS} = 0.67g$ dan $S_{D1} = 0.63g$
8. Dimensi balok dan kolom seperti pada Tabel 1 dan Tabel 2.



Gambar 1. Denah Struktur Bangunan



Gambar 2. Model 3D Struktur



Gambar 3. Grafik Respon Spektrum

Pada Gambar 1, elemen struktur dengan warna merah (eksterior) merupakan bagian dari Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) yang berfungsi menahan gempa, sedangkan elemen struktur dengan warna biru tidak dirancang untuk menahan gempa. Balok induk tepi ditandai dengan warna merah dan balok induk dalam dan balok anak dengan warna biru. Kolom perimeter dirancang untuk menahan beban uniaksial.

Tabel 1. Dimensi Balok

Posisi	Dimensi Balok (mm)
Balok Induk Tepi	WF 700x300x13x24
Balok Induk Dalam	WF 440x300x11x18
Balok Anak	WF 298x149x5.5x8

Tabel 2. Dimensi Kolom

Lantai	Posisi	Dimensi kolom (mm)
1	Tepi	WF 900x500x24x32
	Tengah	H 400x400x13x21
2	Tepi	WF 900x500x24x32
	Tengah	H 400x400x13x21
3	Tepi	WF 900x500x24x32
	Tengah	H 400x400x13x21
4	Tepi	WF 900x500x24x32
	Tengah	H 350x350x12x18
5	Tepi	WF 800x300x14x26
	Tengah	H 350x350x12x18
ROOF	Tepi	WF 800x300x14x26
	Tengah	H 350x350x12x18

Profil balok dan kolom yang digunakan untuk pemodelan struktur berasal dari brosur PT. Garuda Yamato Steel. Selain dari brosur, terdapat beberapa profil yang dimodifikasi secara manual untuk memenuhi kebutuhan struktur seperti WF 900x500x24x32. Seluruh profil yang

digunakan telah memenuhi syarat *moderately ductile member* berdasar SNI 7860-2020 dengan melakukan pengecekan menggunakan Persamaan (1) dan Persamaan (2).

$$b/2t \leq 0,40 \sqrt{E/F_y} \quad (1)$$

Keterangan: b = lebar sayap, t = tebal sayap, E = modulus elastisitas baja (200000 MPa), dan F_y = tegangan leleh minimum terspesifikasi.

$$1,29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2,12 - C_a) \geq 1,57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (2)$$

Keterangan: R_y = rasio kekuatan leleh terekspektasi terhadap kekuatan leleh minimum terspesifikasi, dan C_a diasumsikan 0,5.

Sebelum memasuki tahap *pushover*, struktur dilakukan pengecekan keamanan terhadap simpangan lateral antar lantai, ketidakberaturan torsi, dan syarat *Strong Column Weak Beam (SCWB)* menurut Persamaan (3) sampai dengan Persamaan (5).

$$\Delta \leq \Delta_{ijin} \quad (3)$$

Keterangan: Δ = simpangan lateral antar lantai dan Δ_{ijin} = simpangan lateral ijin.

$$\delta_{max}/\delta_{avg} \leq \delta_{ijin} \quad (4)$$

Keterangan: δ_{max} = perpindahan maksimum, δ_{avg} = perpindahan lantai rata-rata dan δ_{ijin} = perpindahan ijin dengan batasan 1,2.

$$M_{nc}/M_{nb} \geq 1 \quad (5)$$

Keterangan M_{nc} = momen nominal kolom, dan M_{nb} = momen nominal balok.

Pengecekan ini penting untuk memastikan bahwa struktur sudah memenuhi syarat keamanan dan kinerja yang diharapkan untuk menahan beban dan kondisi lain tanpa membahayakan pengguna.

2.2. Analisis Pushover

Setelah melalui proses desain dan pengecekan, dilanjutkan ke analisis *pushover*. Pada analisis ini, struktur diberikan tambahan pemodelan sendi plastis (*plastic hinges*) yang dibagi menjadi 2 model struktur. Pada Model 1, sendi plastis ditempatkan pada balok dan kolom dengan perilaku *deformation-controlled*. Pada Model 2, penempatan sendi plastis pada balok bersifat sama dengan Model 1, namun sendi plastis pada kolom menggunakan perilaku *force-controlled*. Selanjutnya evaluasi kinerja akan dilakukan dengan menggunakan 2 metode yaitu ASCE 41-17 dan FEMA 440 (2005) dengan menggunakan parameter tingkat gempa. Data dari kurva yang diperoleh dari analisis *pushover* selanjutnya akan dianalisis dengan metode CSM dan DCM. Berdasarkan analisis ini dapat dilihat model mana yang berperilaku lebih daktail. Pada analisis *pushover*, nilai f_u dan f_y tidak diamplifikasi melainkan menggunakan nilai f_u dan f_y nominal.

Berdasarkan ASCE 41-17, evaluasi kinerja dari analisis *pushover* menggunakan 2 level gempa, yaitu periode ulang 500 tahunan (BSE-1N) dan 2500 tahunan (BSE-2N). BSE-1N adalah tingkat gempa yang lebih umum terjadi dengan tujuan untuk mempertahankan keselamatan jiwa manusia. BSE-2N adalah tingkat gempa yang jarang terjadi dengan intensitas yang lebih tinggi dengan tujuan untuk memastikan pencegahan keruntuhan bangunan. Parameter S_s dan S_1 BSE-2N ditentukan berdasarkan Bab 6 SNI 1726:2019 (BSN, 2019), sedangkan untuk nilai BSE-1N diperoleh dengan mereduksi nilai parameter S_s dan S_1 pada BSE-2N sebesar $2/3$ kalinya.

Dalam merencanakan struktur tahan gempa, terdapat beberapa parameter daktilitas untuk menilai kemampuan struktur dalam menahan deformasi yang terjadi akibat gempa. Parameter daktilitas yang digunakan dalam analisis ialah nilai R , Ω_0 , dan C_d yang diperoleh dari Persamaan (6) sampai dengan Persamaan (8).

$$(R = \frac{V_E}{V_y}) \quad (6)$$

Keterangan: R = faktor modifikasi respons, V_E = besarnya gaya gempa pada struktur saat keadaan elastik penuh, dan V = beban gempa rencana.

$$(\Omega_0 = \frac{V_u}{V_y}) \quad (7)$$

Keterangan: Ω_0 = faktor kuat lebih, V_{max} = besar gaya gempa maksimum yang mampu dipikul struktur, dan V = beban gempa rencana.

$$(C_d = \frac{\delta_u}{\delta_y}) \quad (8)$$

Keterangan: C_d = faktor pembesaran defleksi, δ = nilai perpindahan saat struktur mencapai kondisi leleh, dan δ_E/R = besarnya perpindahan saat struktur dikenakan beban gempa rencana.

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Evaluasi Kinerja Struktur

Hasil evaluasi kinerja struktur ditampilkan pada Tabel 3 dan Tabel 4. Kedua tabel menampilkan nilai gaya geser dasar (V) dan perpindahan atap pada titik kontrol (δ). Titik kontrol dipilih pada titik lantai atap yang diprediksi memiliki nilai perpindahan terbesar. Nilai V dan δ diambil sebagai nilai *performance point* yang disajikan oleh software ETABS.

Berdasarkan hasil evaluasi menggunakan CSM dan DCM, perilaku sendi plastis pada Model 1 mengakibatkan struktur rangka pada arah X memenuhi kinerja yang ditentukan oleh BSE-1N yaitu di bawah *Life Safety* (LS) sementara kinerja struktur arah Y ($> CP$) melampaui batas yang diharapkan oleh BSE-1N. Dengan demikian, perlu adanya tinjauan perkuatan untuk struktur arah Y agar dapat mencapai kinerja di bawah LS. Evaluasi kinerja terhadap level gempa BSE-2N, menunjukkan hanya struktur pada arah X dalam Model 1 tidak melampaui *Collapse*

Prevention (CP). Hal ini ditunjukkan dengan level kinerja IO-LS pada arah X. Untuk Model 2, struktur pada arah X dan Y melewati batasan kinerja yang ditetapkan oleh BSE-1N dan BSE-2N.

Tabel 3. Kinerja Struktur Model 1 - Arah X dan Y

Standar	Arah	Tingkat Gempa	Gaya Geser	Perpindahan	Step	Batas Kerusakan
			Dasar (kN)	Atap (mm)		
FEMA 440 (CSM)	X	BSE-1N	9943,6	325,84	5 s/d 6	IO-LS
		BSE-2N	10337,9	403,78	5 s/d 6	IO-LS
	Y	BSE-1N	10335,5	345,44	5 s/d 6	> CP
		BSE-2N	10813,3	425,26	6 s/d 7	> CP
ASCE 41-17 (DCM)	X	BSE-1N	9672,1	291,23	4 s/d 5	IO-LS
		BSE-2N	10174,0	371,39	5 s/d 6	IO-LS
	Y	BSE-1N	10067,1	306,34	4 s/d 5	> CP
		BSE-2N	10596,1	388,19	5 s/d 6	> CP

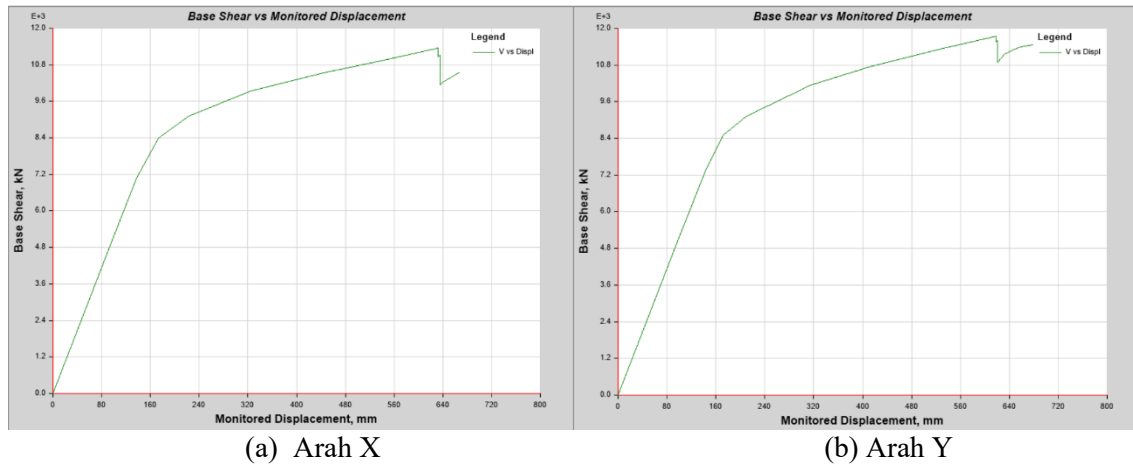
Tabel 4. Kinerja Struktur Model 2 - Arah X dan Y

Standar	Arah	Tingkat Gempa	Gaya Geser	Perpindahan	Step	Batas Kerusakan
			Dasar (kN)	Atap (mm)		
FEMA 440 (CSM)	X	BSE-1N	11185,2	330,31	4 s/d 5	> CP
		BSE-2N	12244,4	411,66	4 s/d 5	> CP
	Y	BSE-1N	11724,8	350,33	4 s/d 5	> CP
		BSE-2N	12847,6	434,25	4 s/d 5	> CP
ASCE 41-17 (DCM)	X	BSE-1N	11141,3	326,93	4 s/d 5	> CP
		BSE-2N	12806,2	454,82	4 s/d 5	> CP
	Y	BSE-1N	11593,1	340,77	4 s/d 5	> CP
		BSE-2N	13092,2	454,38	4 s/d 5	> CP

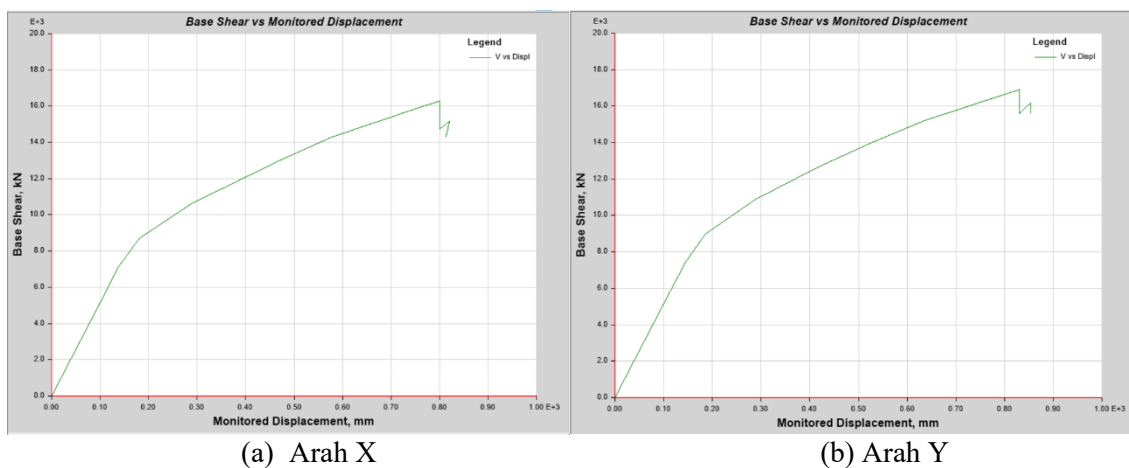
Daktilitas struktur Model 2 mengandalkan sepenuhnya pada kemampuan deformabilitas (rotasi) ujung-ujung balok. Hal ini dikarenakan kemampuan kolom untuk berdeformasi tidak dialokasikan sebagai konsekuensi pemodelan sendi plastis kolom berperilaku *force-controlled*. Berbeda dengan Model 1, keruntuhan kolom Model 2 dibatasi oleh kekuatan. Hal ini mengakibatkan kekuatan dan kemampuan deformasi balok dimobilisasi sepenuhnya karena tidak dimobilisasinya kemampuan deformasi kolom.

Perbedaan pendekatan pemodelan sendi plastis juga mengakibatkan perbedaan kurva kapasitas ($V - \delta$), seperti ditunjukkan pada Gambar 4 dan Gambar 5. Pada Gambar 4 yang dihasilkan dari Model 1 kemiringan pasca leleh lebih landai dari pada Gambar 5 (Model 2). Baik Model 1 dan Model 2, memiliki nilai V_y berkisar 9000 kN. Namun, besarnya δ_y Model 2 cenderung lebih besar dari pada Model 1. Hal yang sama juga ditemukan pada nilai $V_{ultimit}$ dari kedua model. Kekuatan struktur maksimal sesaat sebelum runtuh Model 2 yang lebih besar dari Model 1 diakibatkan oleh kekuatan dan daktilitas balok yang sepenuhnya dimobilisasi. Tidak

dimodelkannya sendi plastis kolom sebagai *deformation-controlled* juga mengakibatkan daktilitas Model 2 lebih besar dari Model 1.



Gambar 4. Kurva Gaya Geser Dasar versus Deformasi Lateral Titik Kontrol Model 1

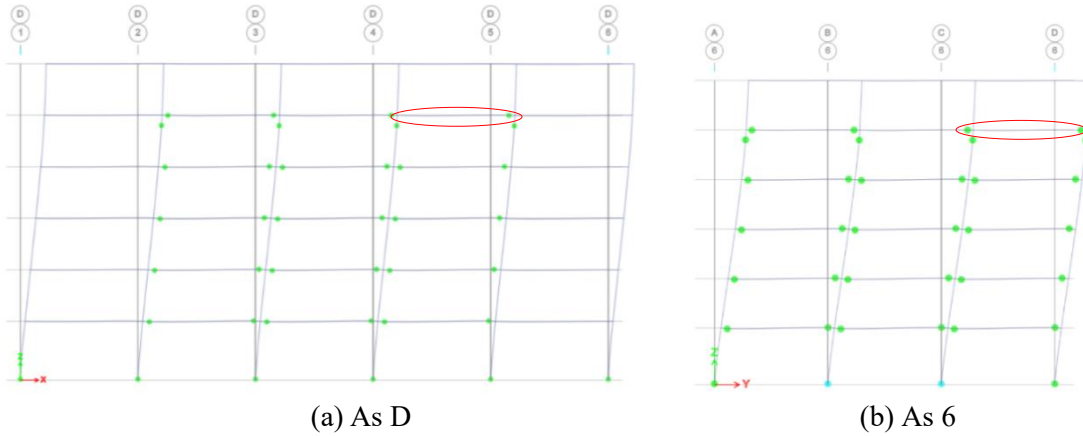


Gambar 5. Kurva Gaya Geser Dasar versus Deformasi Lateral Titik Kontrol Model 2

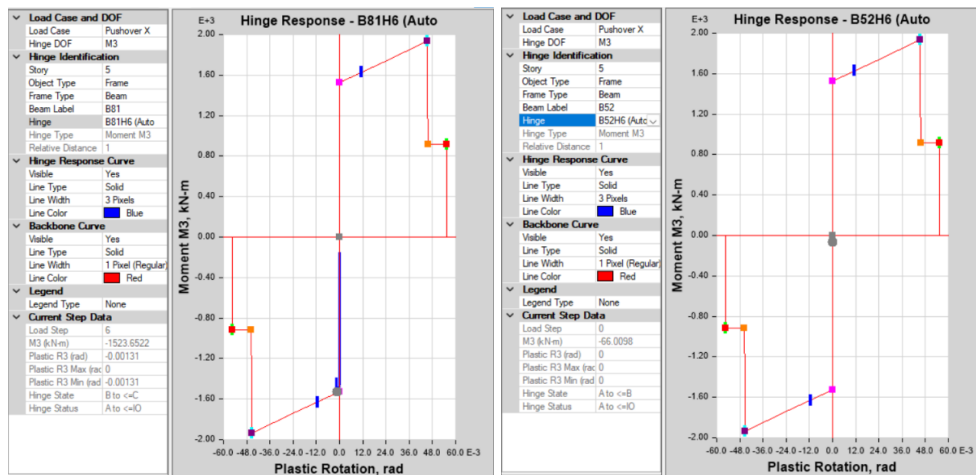
Kondisi struktur bangunan dan perolehan sendi plastis (*hinge results*) saat mencapai *performance point* pada kedua model struktur dapat dilihat pada Gambar 6 sampai Gambar 9. Pada Model 1 sendi plastis pada komponen balok dan kolom masih berada di bawah LS, seperti ditunjukkan pada Gambar 6 dan Gambar 7. Sementara Gambar 8 dan Gambar 9 menunjukkan apabila Model 2 sudah memiliki sendi plastis pada komponen balok dan kolom di atas level CP.

Gambar 7 dan Gambar 9 menampilkan *hinge results* yang diberi tanda warna merah pada Gambar 6 dan Gambar 8. Level kinerja komponen balok dan kolom yang ditampilkan pada Gambar 7 dan Gambar 9 menentukan level kinerja struktur keseluruhan. Apabila terdapat *hinge results* dengan level kinerja terburuk, maka level kinerja struktur sama dengan level tersebut. *Hinge results* pada komponen balok, seperti ditunjukkan Gambar 7 menunjukkan perilaku momen terhadap rotasi balok. *Hinge results* balok pada Model 2 tidak ditampilkan dikarenakan

penampilannya mirip seperti ditunjukkan Gambar 7. *Hinge results* kolom pada Model 2 ditampilkan untuk memberi gambaran sendi plastis tipe *force-controlled*. Warna merah pada Gambar 8 menunjukkan kapasitas kolom telah dilampaui oleh gaya dalam yang terjadi.

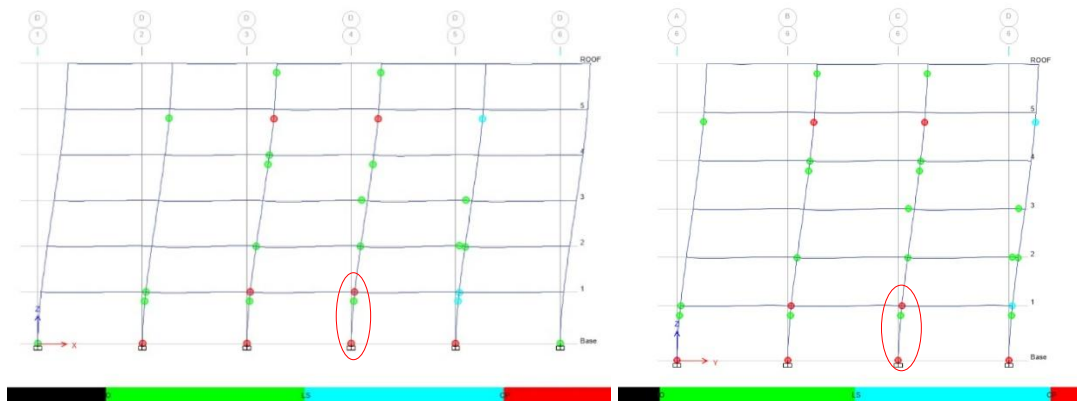


(a) As D (b) As 6
Gambar 6. Kondisi Struktur Bangunan Model 1 *step* ke-6



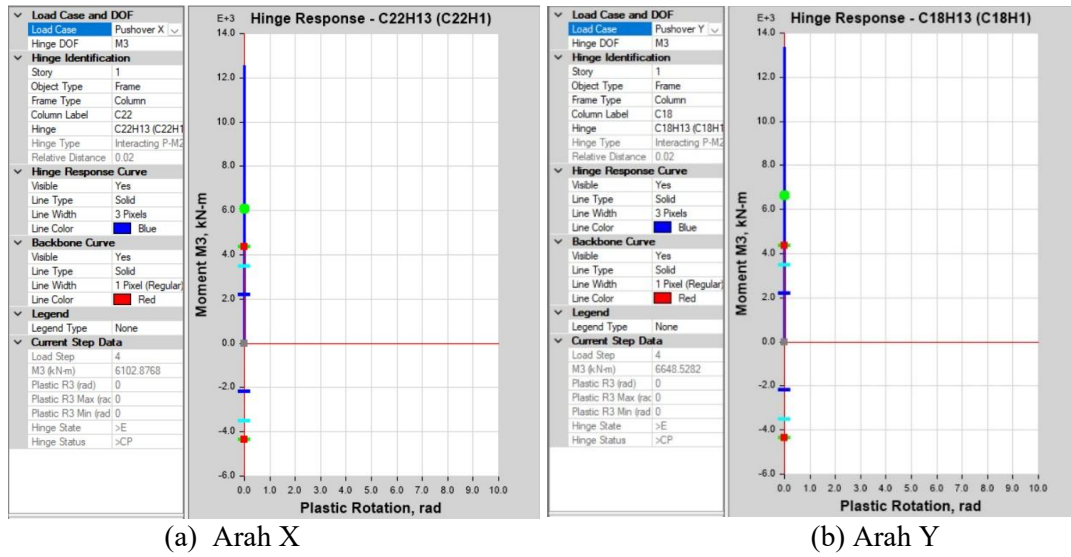
(a) Arah X (b) Arah Y

Gambar 7. *Hinge Results* Balok Model 1



(a) As D (b) As 6

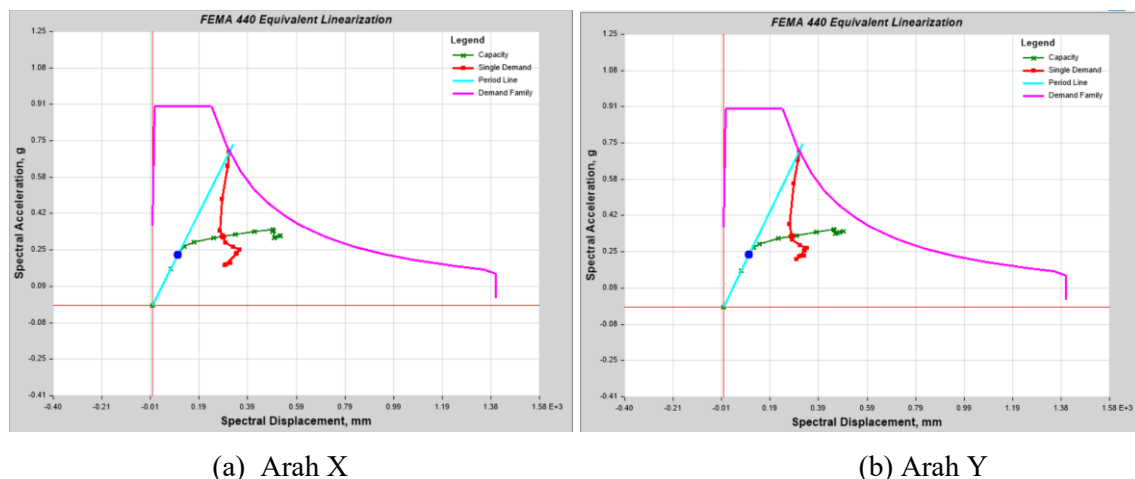
Gambar 8. Kondisi Struktur Bangunan Model 2



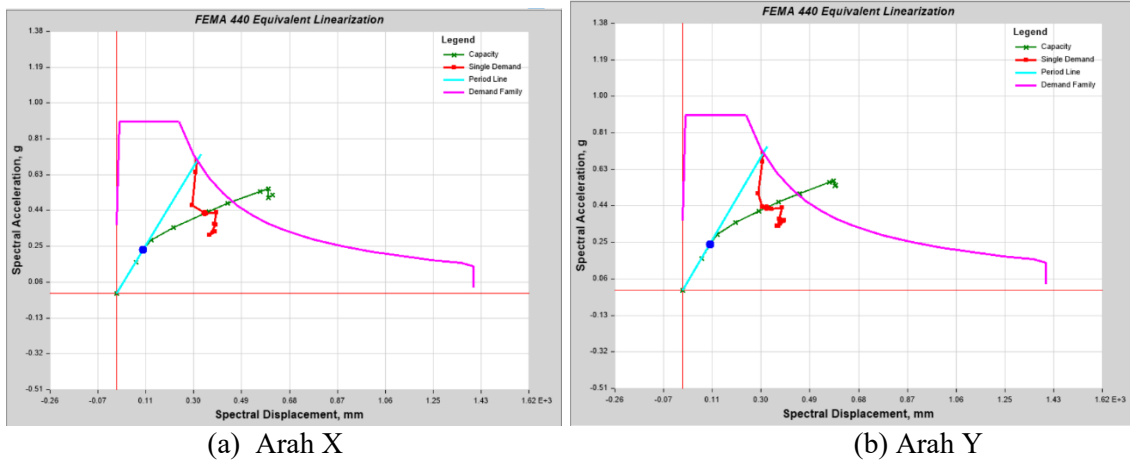
Gambar 9. Hinge Results Kolom Model 2

3.2. Analisis Faktor Daktilitas Struktur

Evaluasi faktor parameter daktilitas struktur (R , Ω_0 , C_d) tingkat gempa BSE-2N sesuai petunjuk FEMA P-695 (2009). Untuk itu, kurva kapasitas spektrum diplot bersama kurva *pushover* yang telah dikonversi ke dalam format ADRS (S_a vs S_d). Hasil plot kurva kapasitas dapat dilihat pada Gambar 10 dan Gambar 11. Hasil pembacaan dari Gambar 10 dan Gambar 11 seperti nilai gaya geser elastik (V_E), perpindahan elastik (δ_E), gaya geser ultimit (V_{ult}), perpindahan ultimit (δ_{ult}), gaya geser leleh pertama (V_y), dan perpindahan leleh pertama (δ_y) dapat dilihat pada Tabel 5. Berdasarkan nilai-nilai pada Tabel 5 dan Persamaan (1) sampai Persamaan (8), diperoleh hasil perhitungan ulang faktor parameter daktilitas struktur pada Tabel 6 dan Tabel 7.



Gambar 10. Kurva Kapasitas Struktur (S_a vs S_d) Model 1



(a) Arah X (b) Arah Y
Gambar 11. Kurva Kapasitas Struktur (S_a vs S_d) Model 2

Tabel 6 dan Tabel 7 menunjukkan bahwa perbedaan pemodelan sendi plastis pada Model 1 dan 2 tidak berpengaruh pada nilai R . Kedua model memiliki nilai R hasil perhitungan ulang berkisar 3,0. Nilai ini lebih kecil dari nilai R yang dipakai untuk mendesain SRPMM, yaitu sebesar 4,5. Hal ini menunjukkan nilai V_y hasil *pushover* lebih besar dari V desain, yang berarti juga kemampuan struktur untuk mengalami leleh pertama pada komponennya lebih tinggi dari asumsi desain. Dengan demikian, pendekatan perancangan struktur yang dilakukan sebelum analisis *pushover* menunjukkan kinerja yang memuaskan.

Tabel 5. Gaya Geser dan Perpindahan Struktur Hasil Bacaan Kurva Kapasitas Spektrum

	Arah	V_E (g)	δ_E (mm)	V_{ult} (g)	δ_{ult} (mm)	V_y (g)	δ_y (mm)
Model 1	X	0,701	0,313	0,345	0,494	0,228	0,239
	Y	0,710	0,309	0,356	0,454	0,103	0,105
Model 2	X	0,701	0,314	0,553	0,595	0,228	0,103
	Y	0,714	0,312	0,567	0,580	0,240	0,104

Tabel 6. Hasil Analisis Faktor Daktilitas Struktur pada Model 1

Arah	R	Ω_0	C_d
X	3,0745	1,5131	4,7961
Y	2,9707	1,4895	4,3238

Tabel 7. Hasil Analisis Faktor Daktilitas Struktur pada Model 2

Arah	R	Ω_0	C_d
X	3,0745	2,4254	5,7766
Y	2,9750	2,3625	5,5769

Berbeda dengan nilai R , perbedaan perilaku sendi plastis pada kolom di Model 1 dan 2 mengakibatkan perbedaan nilai Ω_0 dan C_d hasil perhitungan ulang. Dari kedua arah SRPMM, nilai

Ω_0 dari Model 2 lebih tinggi pada kisaran 60% dari Model 1. Nilai Ω_0 pada Tabel 6 dan Tabel 7 lebih kecil dari nilai Ω_0 pada SNI 1726:2019 (BSN, 2019) yaitu 3,0. Perbandingan nilai Ω_0 menunjukkan bahwa Model 2 yang hanya mengandalkan perilaku sendi plastis *deformation-controlled* balok, mampu memiliki V_u yang lebih besar dari Model 1. Kemampuan balok dalam menyerap gaya gempa pada struktur menjadi lebih terlihat karena tidak diijinkannya kolom untuk mengalami plastifikasi. Namun demikian, pemeriksaan kapasitas terhadap gaya dalam yang terjadi menunjukkan bahwa kolom telah mengalami kegagalan pada level kinerja struktur di *performance point*.

Sementara untuk nilai C_d , Model 2 arah X lebih tinggi 21% dari pada Model 1 dan arah Y lebih tinggi 30%. Hal ini menunjukkan daktilitas perpindahan struktur Model 2 lebih tinggi dari pada Model 1. Sebagai buktinya, nilai δ_{ult} Model 2 lebih tinggi sekitar 20% dari Model 1. Perilaku sendi plastis *deformation-controlled* yang hanya diberikan pada balok mengakibatkan kontribusi kemampuan balok untuk berdeformasi lebih menentukan untuk daktilitas keseluruhan. Pendekatan ini mengakibatkan daktilitas kolom tidak berkontribusi pada level kinerja struktur secara keseluruhan, tetapi memberikan efek negatif karena struktur lebih cepat mencapai level CP. Meskipun terdapat perbedaan pada kedua model, hampir keseluruhan nilai C_d yang ditampilkan Tabel 6 dan Tabel 7 lebih tinggi dari nilai C_d di SNI 1726:2019 (BSN, 2019), yaitu sebesar 4,5.

4. KESIMPULAN

Analisis *pushover* SRPMM yang dipakai sebagai pemikul beban gempa pada gedung baja 5 lantai telah disampaikan pada bagian sebelumnya. Hasil yang diperoleh digunakan untuk evaluasi kinerja nonlinier dan membandingkan perilaku pasca leleh dari dua model struktur yang dibuat. Hasil tersebut menjawab tujuan dari penelitian ini dan dipergunakan untuk menyajikan kesimpulan penelitian.

Struktur Model 1 pada arah X menunjukkan kinerja seismik pada level yang diharapkan berdasarkan evaluasi menggunakan beban gempa BSE-1N (*Life Safety/LS*). Evaluasi berdasarkan beban gempa BSE-2N menunjukkan kinerja struktur masih belum melewati level maksimal (*Collapse Prevention/CP*). Hal ini menunjukkan bahwa desain struktur dapat diminimalkan untuk mencapai prinsip perancangan berbasis kinerja. Sementara pada arah Y menunjukkan kinerja seismik melewati level yang diharapkan berdasarkan beban gempa BSE-1N dan BSE-2N. Hal ini mengindikasikan perlunya perkuatan struktur agar kinerja struktur maksimal mencapai level yang ditentukan oleh BSE-1N dan BSE-2N. Pada struktur Model 2 pada arah X dan Y menunjukkan kinerja seismik yang melampaui level yang diharapkan berdasarkan beban gempa BSE-1N dan BSE-2N. Hal ini mengindikasikan perlunya memperbesar desain struktur pada Model 2 agar tidak

melampaui kriteria pemodelan *force-controlled* pada kolom. Hal ini tentunya merugikan bagi perencana struktur untuk mencapai perencanaan struktur yang ekonomis.

Berdasarkan hasil perhitungan ulang faktor daktilitas struktur pada arah X dan Y, Model 1 dan 2 menunjukkan nilai R dan Ω_0 yang lebih rendah dari ketentuan SNI 1726:2019. Nilai R yang lebih rendah menunjukkan struktur mengalami pelelehan pada nilai gaya geser yang relatif dekat dengan gaya gempa elastik. Namun, nilai Ω_0 yang lebih rendah menunjukkan kemampuan struktur mendisipasi gaya gempa yang lebih tinggi dari asumsi desain. Sementara itu, hampir semua nilai C_d kedua model lebih tinggi daripada yang direkomendasikan dalam SNI 1726:2019 menunjukkan daktilitas perpindahan struktur yang lebih tinggi dari yang diharapkan.

Pemodelan sendi plastis pada Model 1 dan Model 2 tidak menghasilkan perbedaan yang signifikan pada nilai R , namun memberikan perbedaan pada nilai Ω_0 dan C_d . Nilai kedua parameter daktilitas pada Model 1 lebih kecil dari Model 2. Pendekatan yang dipakai pada Model 1 memberikan hasil yang lebih konservatif dikarenakan nilai Ω_0 yang lebih kecil dari asumsi awal (sesuai SNI) akan mengakibatkan desain pondasi yang lebih ekonomis. Sementara nilai C_d yang lebih kecil mengakibatkan prediksi deformasi pasca leleh yang lebih kecil sehingga memberikan kenyamanan bagi pengguna bangunan. Pendekatan pemodelan sendi plastis dari kedua model dapat memberikan pertimbangan kepada perencana struktur dalam melakukan analisis *pushover*.

5. UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan terima kasih kepada PT. Delta Koni yang telah mengizinkan penggunaan software ETABS v20.0.0 pada penelitian ini. Selain itu, Penulis juga mengucapkan terima kasih atas hibah penelitian yang diberikan oleh Universitas Tarumanagara dalam mendanai penelitian ini.

6. DAFTAR PUSTAKA

- Amrullah, W., Bagio, T. H., & Tistogondo, J. (2019). Desain perencanaan struktur gedung 38 lantai dengan Sistem Pemikul Rangka Momen Khusus (SRPMK). *Jurnal Ilmiah MITSU (Media Informasi Teknik Sipil Universitas Wiraraja)*, 7(1), 18-23. doi:<https://doi.org/10.24929/ft.v7i1.679>
- Andriyani, Y., Komara, I., Pertiwi, D., Susanti, E., & Propika, J. (2021). Analisa sistem rangka pemikul momen menengah terhadap karakteristik kelas situs batuan keras (SA), batuan (SB) dan batuan lunak (SC) berbasis response spectrum. *Prosiding Seminar Teknologi Perencanaan, Perancangan, Lingkungan, dan Infrastruktur*, 188-198.
- Badan Standarisasi Nasional. (2020). *Ketentuan seismik untuk bangunan gedung baja struktural (SNI 7860)*. <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DaftarList>
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung (SNI 1726)*. <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DaftarList>

- FEMA 440, 2005, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Washington, DC.
- Christianto, D. & Hendrawan, R. (2022). Faktor Daktilitas Struktur Beton Bertulang Dengan Bresing Baja Eksentris. *Jurnal Mitra Teknik Sipil (JMITS)*, 5(4), 881-888.
- Dewobroto, W. (2005). Evaluasi kinerja struktur baja tahan gempa. *Prosiding Civil Engineering National Conference : Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism*, Semarang, Indonesia, 17-18 Juni 2025.
- Fadillah, T., & Mushthofa, M. (2024). Perbandingan respon seismik sistem rangka pemikul momen biasa dan menengah pada gedung simetris dua arah. *Journal of Civil Engineering Building and Transportation*, 8(1), 163-175.
- Fatkur, R., & Pujo, P. (2021). Analisis kinerja struktur pada konstruksi baja dan konstruksi beton bertulang dengan analisa pushover statik non-linear menggunakan software ETABS (studi kasus : Hotel Santika, Batam). *Journal of Civil Engineering and Planning*, 1(2), 64-76.
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors* (FEMA P 695), Washington, DC.
- Karisoh, P. H., Dapas, S. O., & Pandaleke, R. (2018). Perencanaan struktur gedung beton bertulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus. *Jurnal Sipil Statik*, 6(6), 361-372.
- Lee, S. Y., Noh, S. Y., & Lee, D. (2021). Comparison of progressive collapse resistance capacities of steel ordinary and intermediate moment frames considering different connection details. *Engineering Structures*, 231, 111753.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111753>
- Nugrafindo, Y., Rafki, I., & Zulva, A. (2019). Evaluasi kinerja struktur gedung rumah sakit paru Sumatera Barat dengan pushover analysis. *Civil Engineering Collaboration*, 4(2), 1-9.
- Nuraga, K., Putri, D. A. P. A. G., Anriksa, K., & Ficher, J. (2021). Analisis Daktilitas Struktur Gedung Rangka Beton Bertulang Dengan Metode Analisis Pushover (Studi: Gedung Tugu Reasuransi Indonesia Jakarta). *Jurnal Ilmiah Telsinas Elektro, Sipil dan Teknik Informasi*, 4(2), 98-105.
- Pandaleke, R., Pangouw, J., & Khosama, L. (2013, September). Perencanaan sistem rangka pemikul momen khusus pada komponen balok-kolom dan sambungan struktur baja gedung BPJN XI. *Jurnal Sipil Statik*, 1(10), 653-663.
- Prabowo, A., & Lase, Y. (2016). Tinjauan Nilai Faktor Modifikasi Respon (R) dan Faktor Kuat Lebih (Ω_0) Pada Struktur Gabungan Rangka Baja Dan Rangka Beton Bertulang Dengan Analisis Pushover. *Jurnal Teknik Sipil ITB*, 23(1), 75-88.
- Sabtaji, A. (2020). Statistik kejadian gempa bumi tektonik tiap provinsi di wilayah Indonesia selama 11 tahun pengamatan (2009-2019). *Buletin Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika*, 1, 31-46.
- Santoso, A. N., & Sumaidi. (2022). Comparison of MRF and CBF structural response to earthquake in office building surabaya. *Jurnal Teknik Sipil*, 18(1), 152-165.
<https://doi.org/10.28932/jts.v18i1.3623>
- Structural Engineering Institute. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings* (ASCE 41-17). Reston VA.
- Sutanto, M. K., & Christianto, D. (2022). Analisa Nilai Faktor Daktilitas Dengan Metode Pushover Dengan Perkuatan Bresing Diagonal Tunggal. *Jurnal Mitra Teknik Sipil (JMITS)*, 5(2), 469-480.