

Evaluasi Kinerja Struktur Gedung Bertingkat Menggunakan Pendekatan Desain Berbasis Kinerja (Studi Kasus: Gedung Pendidikan Rangka Beton Bertulang 7 Lantai)

Saifulloh Fatah Pangestu¹⁾ dan M. Mirza Abdillah Pratama^{1*)}

¹⁾ Program Studi Teknik Sipil, Universitas Negeri Malang
Jl. Semarang No.5, Sumber Sari, Kec. Lowokwaru, Kota Malang, Jawa Timur 65145 Indonesia

Abstract

In Indonesia, earthquake-resistant structures are governed by SNI as design codes, which are updated on a regular basis. As a result, existing buildings with outdated requirements must be reviewed so that the building's performance may be assessed in light of the most recent codes. Pushover analysis and direct displacement-based design are used to characterize the real condition of the building in order to assess its performance. The 7-story reinforced concrete building structure in this study was designed according to SNI 03-2847-2002 and SNI-1726-2002. This structure will be evaluated utilizing the FEMA 440 and FEMA 356 procedures, as well as SNI 1726:2019. The results show that the structure meets the minimal performance limit criteria (which is life safety) in terms of displacement and drift values from the pushover analysis, based on FEMA 356 and FEMA 440 performance levels. The evaluation indicates better structural response parameter values (R , Ω_0 , and C_d) than that of SNI 1726:2019, indicating that the building performance is good and capable of withstanding the design earthquake load.

Key Words: performance-based design, performance level, pushover analysis, seismic performance evaluation

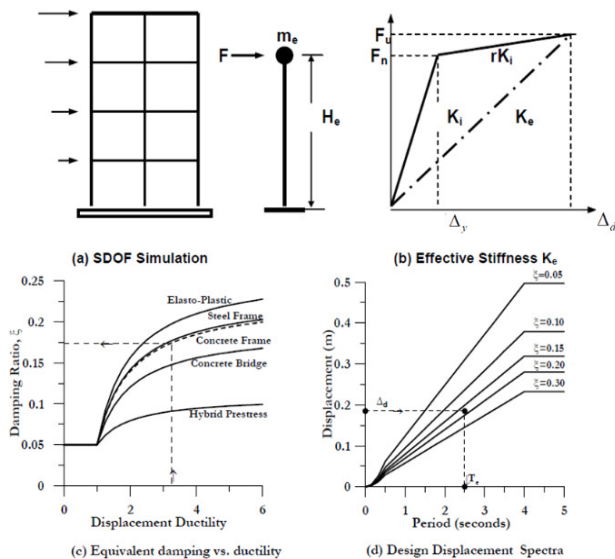
1. PENDAHULUAN

Struktur gedung tahan gempa di Indonesia telah diatur dalam *design code* yang secara berkala terus diperbarui seiring dengan semakin berkembangnya pengetahuan dan menyesuaikan terhadap kondisi kebencanaan suatu daerah. Menanggapi hal tersebut, gedung lama yang sudah berdiri dan didesain dengan peraturan lama perlu dilakukan evaluasi agar dapat diketahui kinerja bangunan terhadap peraturan terkini untuk menjamin struktur gedung dalam kondisi aman dan nyaman dalam menahan gaya gempa sesuai dengan kebutuhan pemilik gedung.

Untuk mengevaluasi struktur gedung terhadap gaya gempa sesuai peraturan terkini, digunakan pendekatan desain berbasis kinerja atau lebih dikenal *performance-based design*. Salah satu metode yang dapat digunakan dalam desain berbasis kinerja adalah *direct-displacement based design* yang dipelopori Priestley, Kowalsky, Park dan Pauley. Metode tersebut menggunakan nilai perpindahan sebagai pendekatan untuk menentukan kekuatan gedung dalam menahan gempa (Tavio dan Wijaya, 2018). Selanjutnya, dilakukan analisis statik non-linier atau *pushover* sesuai prosedur dalam ATC-40 untuk mengetahui pola keruntuhan yang digambarkan sebagai kurva kapasitas sehingga tingkat kinerja dari struktur dapat diketahui berdasarkan FEMA 356 dan FEMA 440.

Direct Displacement-Based Design

Tujuan utama dari metode *direct displacement-based design* (DDBD) adalah untuk menghasilkan struktur yang sesuai dengan target perpindahan saat struktur terkena gaya gempa berdasarkan referensi respon spektrum yang diberikan. Metode *direct displacement-based design* dipelopori oleh Priestley dkk. (2007), dengan memodelkan gedung menjadi sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF), yang memiliki ketinggian gedung efektif (H_e) dan massa efektif (m_e) seperti Gambar 1(a). Selanjutnya, pada Gambar 1(b) terlihat grafik hubungan perpindahan sumbu-x dan sumbu-y yang menunjukkan nilai kekakuan efektif (K_e) merupakan *secant stiffness* dari target perpindahan (Δ_d). Metode *direct displacement-based design* pada desain responnya menggunakan redaman efektif ekuivalen yang didapat dengan cara mengubah desain respon spektrum elastis menjadi redaman inelastis seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1(c), kemudian nilai tersebut digunakan untuk menentukan nilai periode efektif (T_e) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1(d) sehingga nilai gaya geser dasar struktur (*base shear*) pada kondisi inelastis dapat dihitung. State-of-the-art riset terkait DDBD ditunjukkan pada Tabel 1.



Gambar 1. Metode *Direct Displacement-Based Design* (Priestley dkk., 2007)

Tabel 1. State-of-the-art riset terkait DDBD

Penulis	Informasi
Abhyuday (2017)	Umumnya, struktur didesain menggunakan pendekatan <i>force-based design</i> (FBD), di mana indikator kinerja struktur dikaji dalam kondisi elastis. Besarnya simpangan yang terjadi pada struktur pasca kondisi elastis dapat menjadi indikator kinerja struktur yang dievaluasi.
Prakosa dan Wibowo (2018)	DDBD merupakan pendekatan desain struktur yang menjadikan nilai simpangan bangunan yang terjadi akibat gempa sebagai acuan desain dalam menyediakan kekuatan struktur. <i>Life safety</i> (LS) merupakan kondisi target kinerja struktur yang diharapkan.
Lu dkk. (2018)	Pendekatan DDBD bersamaan dengan respons spektra inelastik, sesuai pada struktur bangunan yang memerlukan daktilitas tinggi.
Pourali dkk. (2019)	Respon seismik pada struktur dipengaruhi oleh adanya efek P- delta, di mana efek tersebut tidak diperhitungkan saat desain dengan pendekatan elastis. Kenyataannya, efek P-delta sangat signifikan jika struktur didesain dengan pendekatan inelastik karena dapat menimbulkan ketidakstabilan dinamik akibat pergerakan tanah.
Puspita dan Rosyidah (2019)	DDBD menghasilkan kinerja struktur yang mirip dengan FBD, hanya saja DDBD memerlukan rasio pembesian yang lebih besar pada kolom dan shearwall untuk dapat mencapai target kinerja yang direncanakan
Rahgozar dan Rahgozar (2020)	DDBD dilakukan dengan menyederhanakan struktur menjadi SDOF untuk memprediksi nilai seismic demands yang diperlukan untuk menahan gempa, namun tidak memperhitungkan <i>higher mode effect</i> .
Tazavr dan Mohebkhah (2021)	DDBD diperlukan untuk mendesain struktur gedung yang sesuai dengan level kinerja yang diharapkan.
Xiao dkk. (2021)	DDBD dilakukan dengan memprediksi nilai redaman ekuivalen dan menghitung seismic demand dari struktur. Prosedur perhitungan tergolong mudah untuk bangunan yang konvensional yang tidak dilengkapi dengan sistem peredam tambahan.

Analisis Statik Non-Linier (*Pushover*)

Analisis statik non-linier atau analisis *pushover* merupakan analisis untuk mengetahui pola keruntuhan pada struktur sesuai dengan jumlah tulangan aktual sehingga diperoleh informasi bagian elemen struktur mana saja yang mengalami kondisi kritis. Analisis dilakukan dengan memberikan gaya pada titik pusat massa gedung pada tiap lantai, yang nilainya secara bertahap (*incremental*) bertambah hingga terbentuk sendi plastis pada elemen struktur, yang akan terus berlanjut dengan peningkatan beban hingga elemen struktur mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar hingga mencapai target perpindahan atau hingga mencapai kondisi ambang keruntuhan (kondisi plastis). Pada setiap tahap pembebanan, besar gaya geser dasar (V) dan perpindahan titik atap (Δ_{roof}) akan digambarkan kurva hubungan yang disebut dengan kurva kapasitas sehingga tingkat kinerja dari struktur dapat diketahui.

Tingkat Kinerja Struktur

Dalam desain struktur berbasis kinerja, tingkat kinerja struktur ditetapkan berdasar beberapa standar yang umum digunakan, seperti ATC-40, FEMA 356, dan FEMA 440. Berdasarkan ATC-40, tingkat kinerja struktur dibagi menjadi 6 yang ditabelkan pada Tabel 2.

Setiap tingkat kinerja (*performance level*) pada ATC-40 memiliki batas deformasi. Batasan deformasi pada berbagai tingkat kinerja ditunjukkan pada Tabel 3.

Berdasarkan FEMA 356 dan FEMA 440, tingkat kinerja struktur ditunjukkan pada Gambar 2. Secara keseluruhan tingkat kinerja FEMA tidak berbeda dengan ATC-40. Untuk menentukan tingkat kinerja pada metode FEMA 356, pendekatan dilakukan dengan memodifikasi respons elastis dari sistem berderajat kebebasan tunggal (SDOF) dengan faktor modifikasi C_0 , C_1 , C_2 , dan C_3 sehingga didapatkan nilai target perpindahan (δ_T). FEMA 440 merupakan perbaikan dari FEMA 356 dengan perubahan dalam menentukan faktor modifikasi C_1 dan C_2 .

Penelitian ini bertujuan untuk mengevaluasi kinerja struktur gedung 7 lantai yang mana dalam kondisi eksisting didesain SNI-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002. Gedung tersebut akan dievaluasi kinerjanya dalam menahan gempa sesuai dengan SNI 1726:2019.

Struktur dianalisis menggunakan peranti lunak ETABS dengan struktur atap dan tangga tidak dimodelkan, sebagai gantinya dijadikan beban yang dikenai pada balok dan atau kolom di bawahnya.

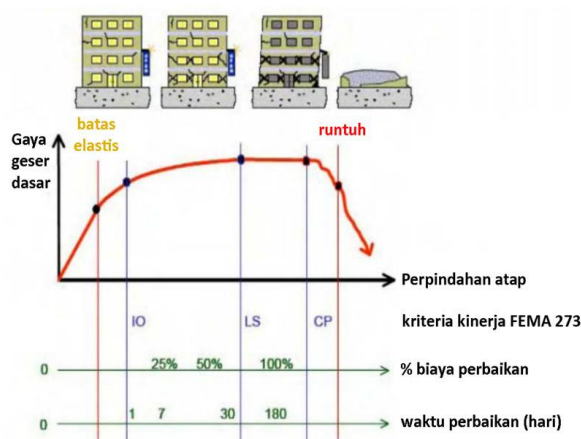
Tabel 2. Kondisi Bangunan Setelah Terjadi Gempa dan Kategorinya

Level Kinerja	Kondisi Bangunan Setelah Terjadi Gempa	Kategori Bangunan
<i>Immediate Occupancy (IO) SP-1</i>	Bangunan prima saat terjadi gempa, hanya mengalami kerusakan ringan, tidak timbul korban jiwa, dan dapat difungsikan kembali	Bangunan yang didisain dengan faktor keamanan tinggi, seperti rumah sakit dan tempat penyimpanan barang berbahaya
<i>Damage Control (DC) SP-2</i>	Bangunan yang dapat menahan gempa yang terjadi meskipun timbul kerusakan pada bangunan. Ada resiko korban jiwa minimum.	Struktur yang difungsikan menyimpan barang berharga dan bangunan-bangunan bersejarah nasional.
<i>Life Safety (LS) SP-3</i>	Bangunan yang diperkenankan mengalami kerusakan akibat gempa, resiko korban jiwa minimum. Bangunan dapat digunakan kembali setelah dilakukan perbaikan arsitektural pada komponen bangunan.	Bangunan dengan fungsi umum, seperti perkantoran maupun rumah tinggal
<i>SP-4 Limited Safety</i>	Bangunan yang setelah terjadi gempa dan dilakukan perbaikan tidak memperhitungkan aspek ekonomis saat dilakukan perbaikan	-
<i>Structural Stability (SS) SP-5</i>	Bangunan yang terjadi kerusakan bersifat struktural yang cukup signifikan pasca terjadi gempa, namun bangunan masih mampu berdiri.	-
<i>Not Considered SP-6</i>	Sudah bukan merupakan level kinerja struktur karena gedung sudah mengalami kerusakan struktural sangat parah dan diambang keruntuhan.	-

Tabel 3. Batasan Simpangan pada Tingkat Kinerja Struktur

	Tingkat Kinerja Struktur			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Batasan simpangan maksimum	0,01	0,01 – 0,02	0,02	$0,33 \frac{V_i}{P_i}$
Batas simpangan non-elastis maksimum	0,005	0,005 – 0,015	-	-

Dimana: P_i adalah gaya gravitasi total pada lantai i .
 V_i adalah gaya geser total pada lantai i .



Gambar 2. Tingkat Kinerja Struktur (Tavio dan Wijaya, 2018)

2. METODOLOGI

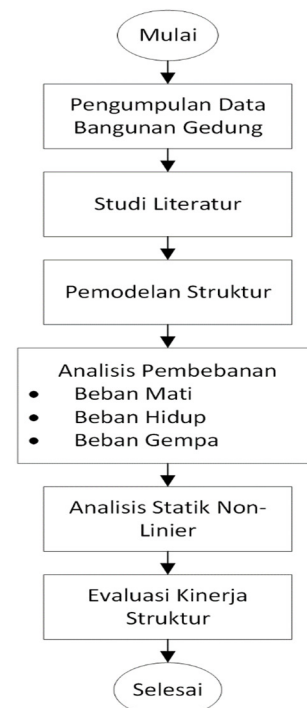
Tahap Analisis

Langkah penelitian dapat dilihat pada Gambar 3.

Data Umum Gedung

Gedung yang dianalisis adalah bangunan gedung 7 lantai dengan data yang terdapat pada Tabel 4.

Dengan tebal pelat lantai tipikal 120 mm, dimensi balok ditunjukkan pada Tabel 5, sedangkan dimensi kolom ditunjukkan pada Tabel 6.



Gambar 3. Diagram Alir Penelitian

Tabel 4. Batasan Simpangan pada Tingkat Kinerja Struktur

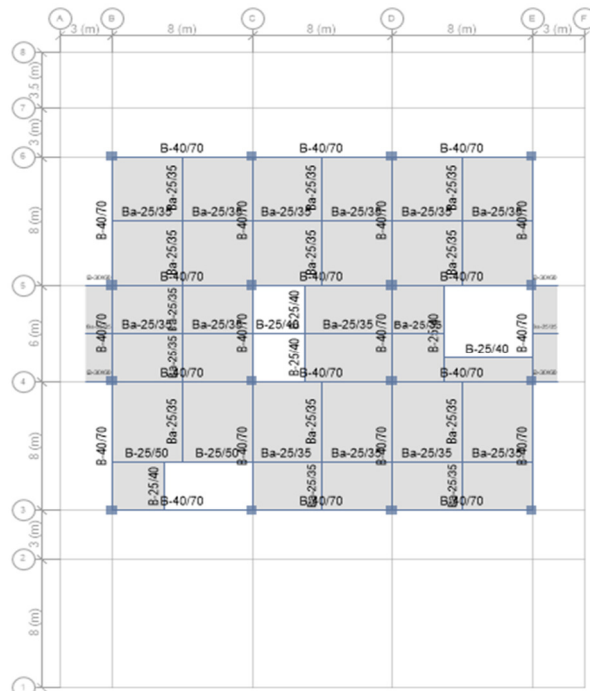
Fungsi Gedung	Pendidikan
Lokasi	Kab. Malang
Jumlah lantai	7 lantai
Tinggi Gedung	29 meter
Tinggi lantai 1	5 meter
Tinggi lantai di atasnya	4 meter
Sistem Struktur	SRPMK
Material	Beton Bertulang
Mutu Beton (f_c')	30 MPa
Mutu Baja (f_y)	350 MPa

Tabel 5. Dimensi Balok

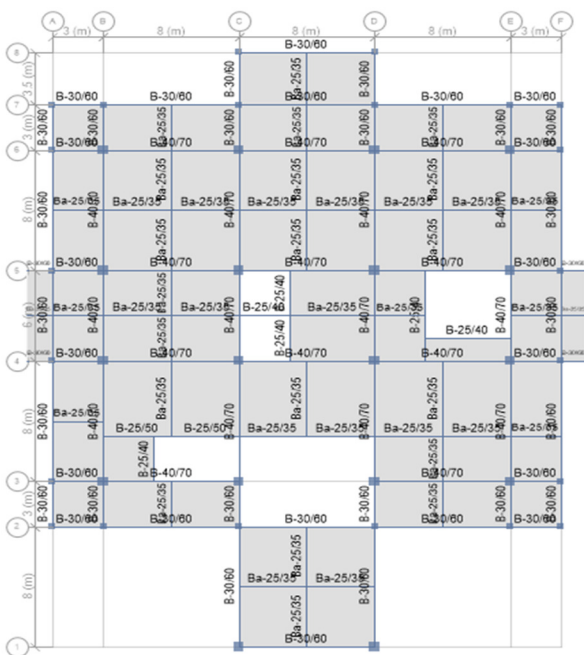
Tipe	Dimensi (mm)	
	Lebar (b)	Tinggi (h)
B-40/70	400	700
B-30/60	300	600
B-25/50	250	500
B-25/40	250	400
B-30/40	300	400
Ba-25/35	250	350
Br-20/40	200	400

Tabel 6. Dimensi Kolom

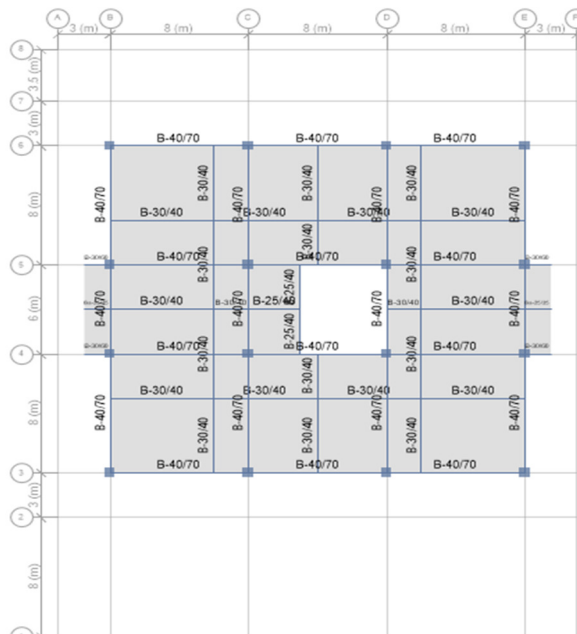
Tipe	Dimensi (mm × mm)
K1 60/60	600 × 600
K2 40/40	400 × 400
K3 30/30	300 × 300



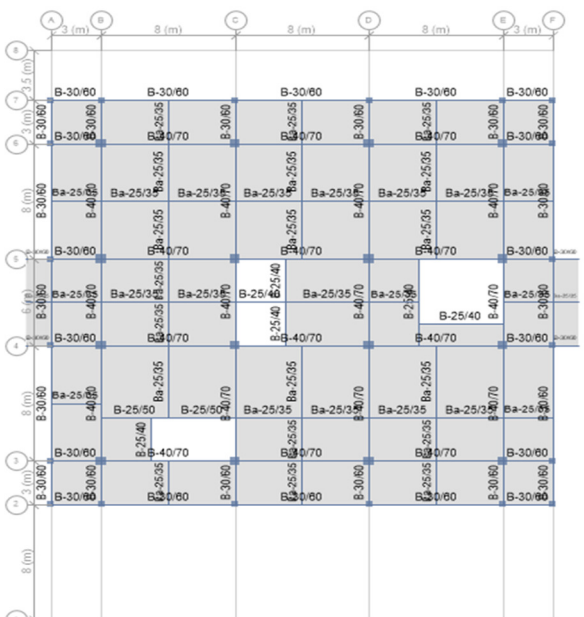
Gambar 6. Denah Lantai 4, lantai 5 dan Lantai 6



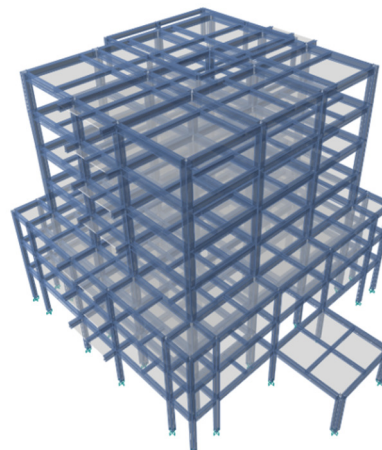
Gambar 4. Denah Lantai 1



Gambar 7. Denah Lantai 7



Gambar 5. Denah Lantai 2 dan Lantai 3



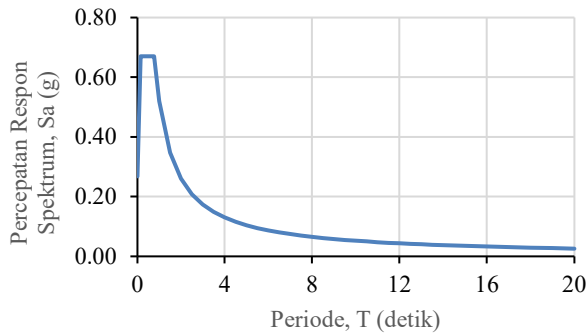
Gambar 8. Pemodelan 3D

Beban Gempa Rencana SNI 1726:2019

Beban gempa rencana dalam respon gempa elastis dihitung mengikuti prosedur dalam SNI 1726:2019 dengan persentase kemungkinan terjadi adalah 2% dalam kurun waktu 50 tahun atau gempa periode ulang 2500 tahun. Tabel 7 memperlihatkan hasil perhitungan dan pengumpulan data dan selanjutnya dihasilkan spektrum respon rencana yang ditunjukkan pada Gambar 9.

Tabel 7. Parameter Respons

Lokasi		Kab. Malang
Fungsi Gedung		Pendidikan
Kategori risiko		IV
Faktor Keutamaan	I_e	1,5
Klasifikasi situs		SD
Percepatan desain pada periode pendek	S_{DS}	0,67
Percepatan desain pada periode 1 detik	S_{D1}	0,52
Kriteria Desain Seismik	KDS	D



Gambar 9. Kurva Spektrum Respon Rencana

Beban Gempa *Direct Displacement-Based Design*

Beban gempa *direct displacement-based design* dihitung sesuai arahan Priestley dkk. (2007). Parameter penting dalam analisis beban gempa *direct displacement-based design* adalah nilai perpindahan rencana. Perpindahan rencana dipengaruhi oleh nilai batas simpangan (θ) yang ditentukan berdasar Tabel 2. Pada penelitian, batas tingkat kinerja minimum adalah *life safety* (0,02). Selain nilai batas simpangan nilai perpindahan rencana juga dipengaruhi oleh nilai inelastik *mode shape*. Nilai inelastik *mode shape* dihitung menggunakan Persamaan 1.

$$\delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (1)$$

Perpindahan rencana untuk lantai pertama dihitung dengan Persamaan 2.

$$\Delta_1 = \theta \times H_1 \quad (2)$$

Untuk lantai di atasnya menggunakan Persamaan 3.

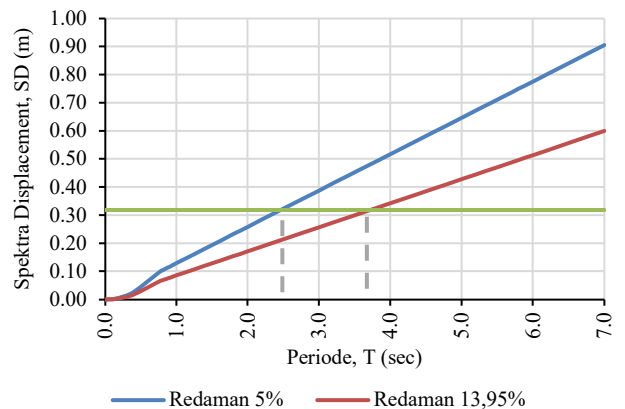
$$\Delta_i = \delta_i \frac{\Delta_1}{\delta_1} \quad (3)$$

Hasil perhitungan nilai perpindahan rencana ditampilkan pada Tabel 8.

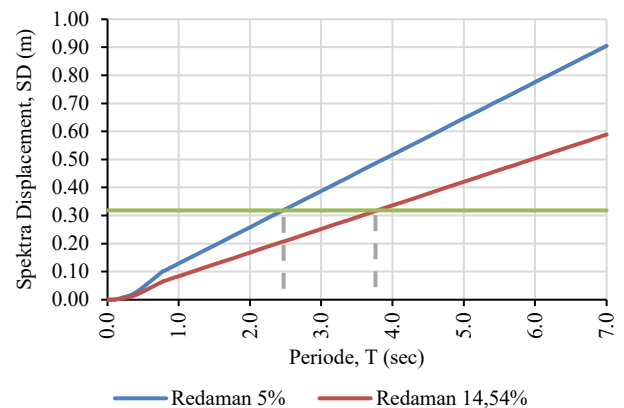
Tabel 8. Nilai Perpindahan Rencana (Δ)

Lantai	Tinggi H_i (m)	Mass m_i (kN)	δ_i	Δ_i (m)
7	29	4395,43	1,00	0,4546
6	25	4995,01	0,90	0,4099
5	21	4995,01	0,79	0,3595
4	17	5089,06	0,67	0,3032
3	13	7052,56	0,53	0,2413
2	9	7706,32	0,38	0,1735
1	5	8239,82	0,22	0,1000
Total		42473,20	4,492	

Selanjutnya, nilai periode efektif (T_e), di mana nilai tersebut kemudian akan digunakan untuk menentukan nilai kekakuan efektif (K_e). Periode efektif diperoleh dengan mengubah desain respon spektrum elastis yang dihitung sesuai SNI 1726:2019 menjadi redaman inelastis sistem yang disesuaikan dengan nilai perpindahan rencana ekuivalen (Δ_d) hingga diperoleh nilai periode sebesar 3,72 detik pada arah-x dan 3,79 detik pada arah-y. Penentuan nilai periode efektif ditunjukkan pada Gambar 10 dan Gambar 11.



Gambar 10. Spectra Displacement Redaman 13,95%, Arah-X



Gambar 11. Spectra Displacement Redaman 14,54%, Arah-Y

Selanjutnya, nilai kekakuan efektif (K_e) dapat dihitung menggunakan Persamaan 4.

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_e}{T_e^2} \quad (4)$$

Sehingga, nilai gaya geser dasar dapat dihitung melalui Persamaan 5.

$$V_{base} = K_e \times \Delta_d \quad (5)$$

Tabel 9 dan Tabel 10 menunjukkan hasil perhitungan distribusi nilai gaya geser pada tiap lantai untuk masing-masing arah-x dan arah-y.

Tabel 9. Distribusi Nilai Gaya Geser pada Arah-X

Lantai	Fi (kN)
7	850,70
6	536,31
5	470,30
4	404,22
3	445,68
2	350,24
1	215,83
Total	3273,27

Tabel 10. Distribusi Nilai Gaya Geser pada Arah-Y

Lantai	Fi (kN)
7	820,70
6	517,39
5	453,71
4	389,96
3	429,96
2	337,89
1	208,21
Total	3157,82

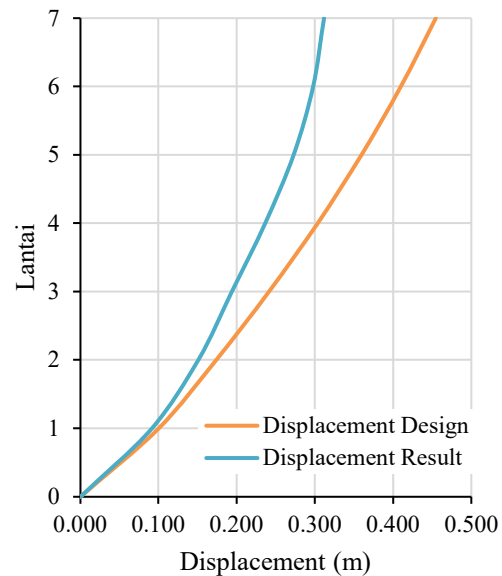
3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Perbandingan Nilai *Drift* dan *Displacement*

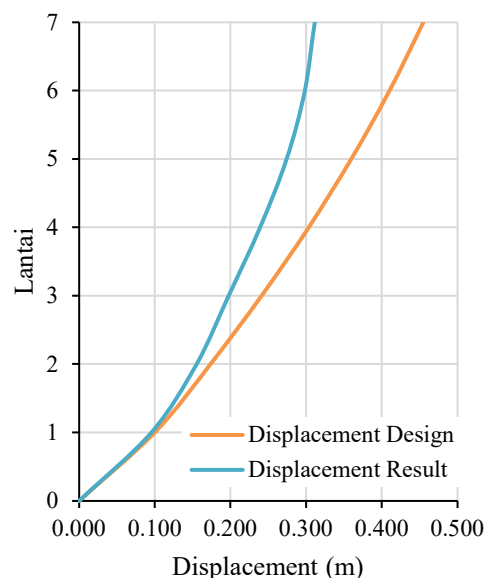
Perbandingan nilai *drift* dan *displacement* hasil analisis pushover dengan nilai *drift* dan *displacement* desain dilakukan untuk mengetahui perilaku akhir dan efisiensi struktur dalam menahan beban yang diberikan. Pada Gambar 12 dan Gambar 13, dapat dipahami bahwa perpindahan analisis pushover (kurva biru) memiliki kurva yang mendekati nilai perpindahan rencana Tabel 7 (kurva oranye). Hal ini disebabkan karena persyaratan desain untuk tulangan dan ukuran dimensi elemen struktur didesain serupa dari lantai dasar hingga lantai atas (Tavio dan Wijaya, 2018).

Hal ini juga berlaku untuk nilai *drift* yang dijabarkan pada Gambar 14 dan Gambar 15. Terlihat nilai *drift* analisis pushover (kurva ungu) mendekati *drift* rencana (kurva biru), tetapi nilainya jauh dari nilai batas desain *drift* didesain pada tingkat *life safety* (0,02) yang ditunjukkan pada grafik oranye. Apabila elemen struktur didesain tidak tipikal dan didistribusi merata dapat menghasilkan struktur yang efisien sehingga kurva

drift hasil pushover tidak jauh dengan kurva *drift* rencana dan akan tetap didalam *design drift limit* (Tavio & Wijaya, 2018).

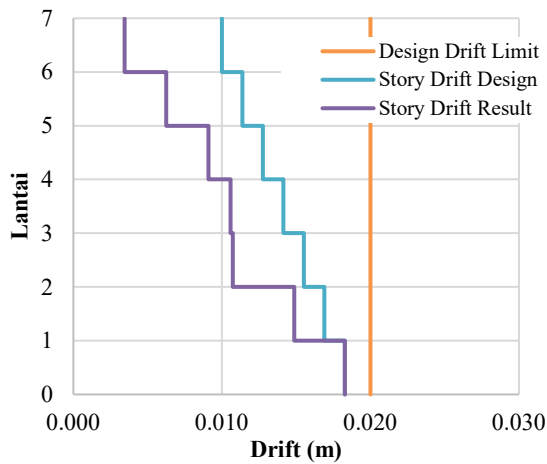


Gambar 12. Perbandingan Nilai *Displacement*, Arah-X

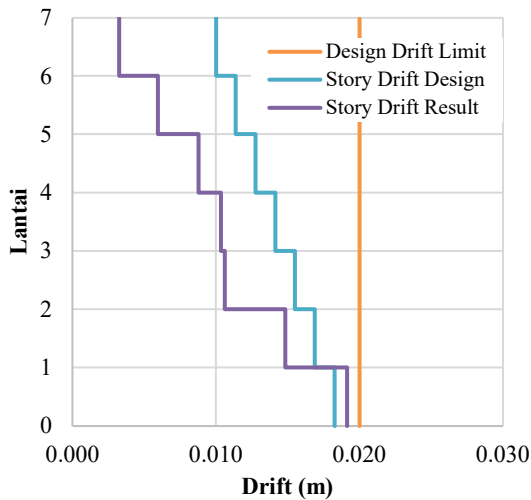


Gambar 13. Perbandingan Nilai *Displacement*, Arah-Y

Dapat juga dilihat pada grafik hasil analisa pushover *drift* pada lantai 1, 2 dan 3 yang memiliki nilai *drift* yang besar, karena konfigurasi struktur yang dianalisis memiliki *setback* pada lantai tersebut dan di lantai 1 memiliki perbedaan tinggi dengan ketinggian 5 meter berbeda dengan lantai di atasnya yaitu 4 meter sehingga struktur ada indikasi kekakuan tingkat lunak atau yang lebih dikenal *soft story* di lantai 1. Aditama (2017) menjelaskan, dengan penambahan tinggi lantai dasar dapat menimbulkan *soft story* sehingga meningkatkan nilai *drift* yang signifikan.



Gambar 14. Perbandingan Nilai *Drift*, Arah-X



Gambar 15. Perbandingan Nilai *Drift*, Arah-Y

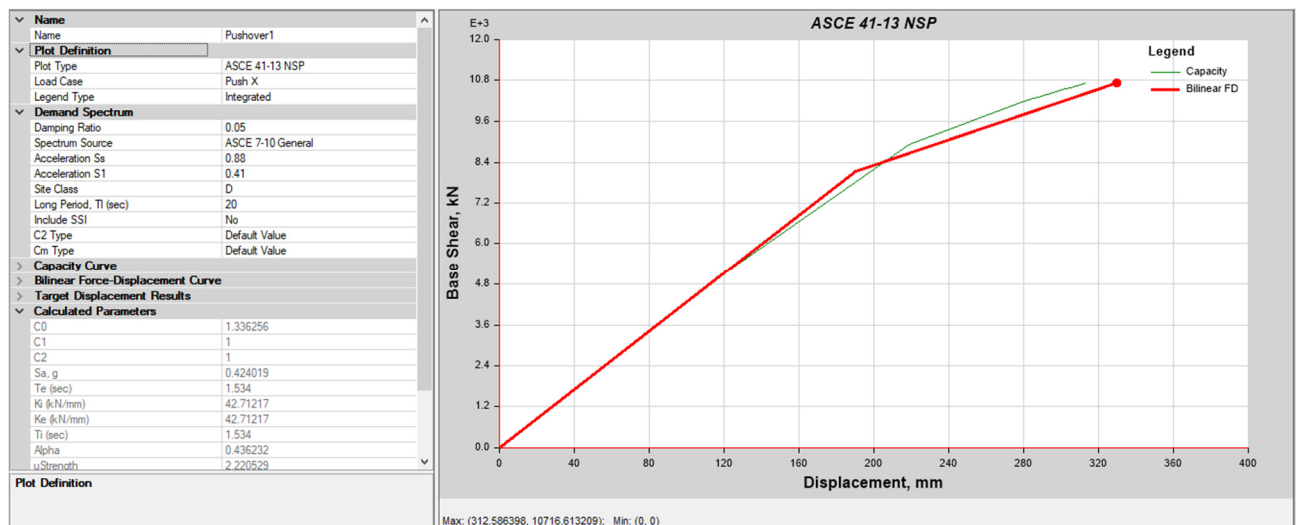
Evaluasi Tingkat Kinerja Struktur

Tingkat kinerja struktur dapat diketahui melalui pendekatan metode FEMA 356 dan FEMA 440 dengan memanfaatkan fitur di dalam peranti lunak

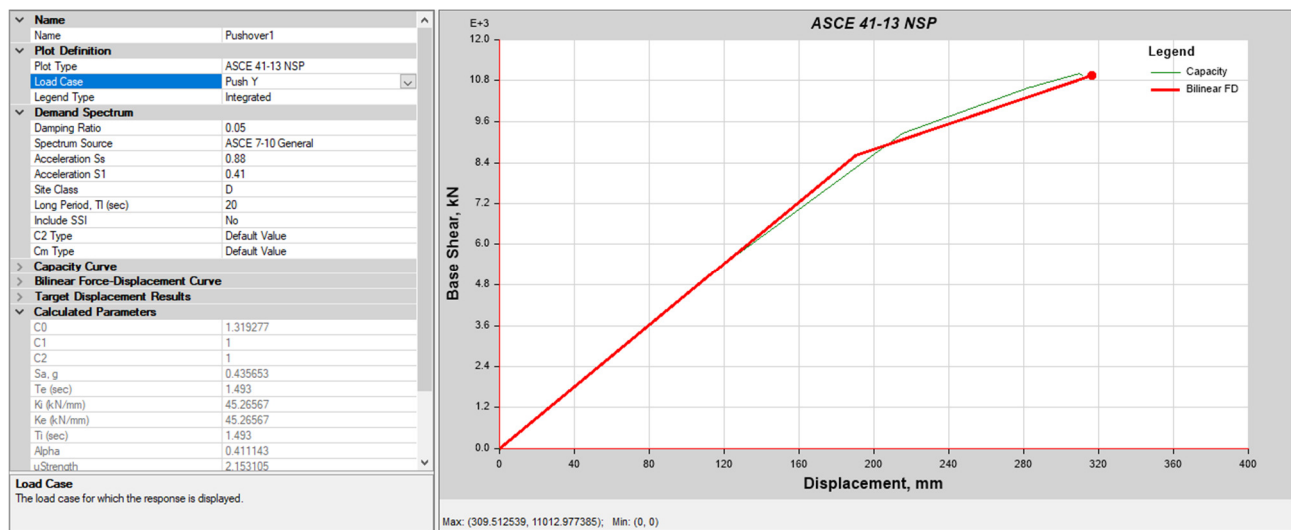
ETABS, hasilnya kemudian akan dibandingkan dengan desain kinerja struktur hasil perhitungan *direct displacement-based design*. Gambar 16 dan Gambar 17 menampilkan hasil *performance point* metode FEMA 356 untuk masing-masing arah. Gambar 16 menunjukkan bahwa perpindahan maksimum arah X yang dihasilkan oleh struktur adalah sebesar 329,498 mm dengan gaya geser dasar (V) = 10716,6132 kN. Pada sisi yang lain, Gambar 17 menunjukkan bahwa nilai perpindahan maksimum pada arah Y adalah 316,526 mm dengan gaya geser dasar (V) = 10956,7303 kN.

Gambar 18 dan Gambar 19 menampilkan hasil *performance point* yang diperoleh melalui metode FEMA 440 untuk arah X dan Y secara berturut-turut. Gambar 15 menunjukkan bahwa perpindahan maksimum yang diperoleh pada arah X adalah 307,118 mm dengan gaya geser dasar (V) = 10628,0375 kN, sedangkan Gambar 17 menunjukkan bahwa perpindahan maksimum yang diperoleh pada arah Y adalah 295,813 mm dengan gaya geser dasar (V) = 10795,4843 kN.

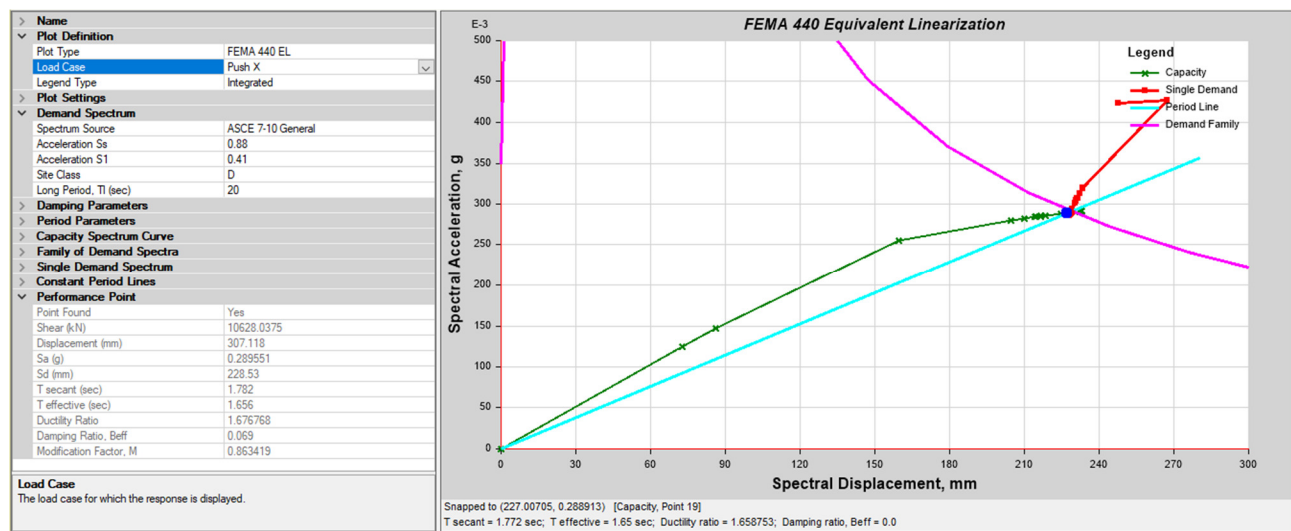
Perbandingan nilai target perpindahan/*performance point* dan penentuan tingkat kinerja dari kedua metode di atas dapat dilihat pada Tabel 11. Dari Tabel 11, dapat dipahami bila hasil nilai target perpindahan untuk masing-masing metode menghasilkan nilai yang hampir sama dengan nilai perpindahan rencana hasil perhitungan *direct displacement-based design* dengan tingkat kinerja struktur *damage control*. Berdasarkan Tabel 2, kondisi *damage control* dapat dipahami jika gedung mengalami gempa, struktur masih mampu menahannya dengan resiko korban jiwa manusia yang sangat kecil.



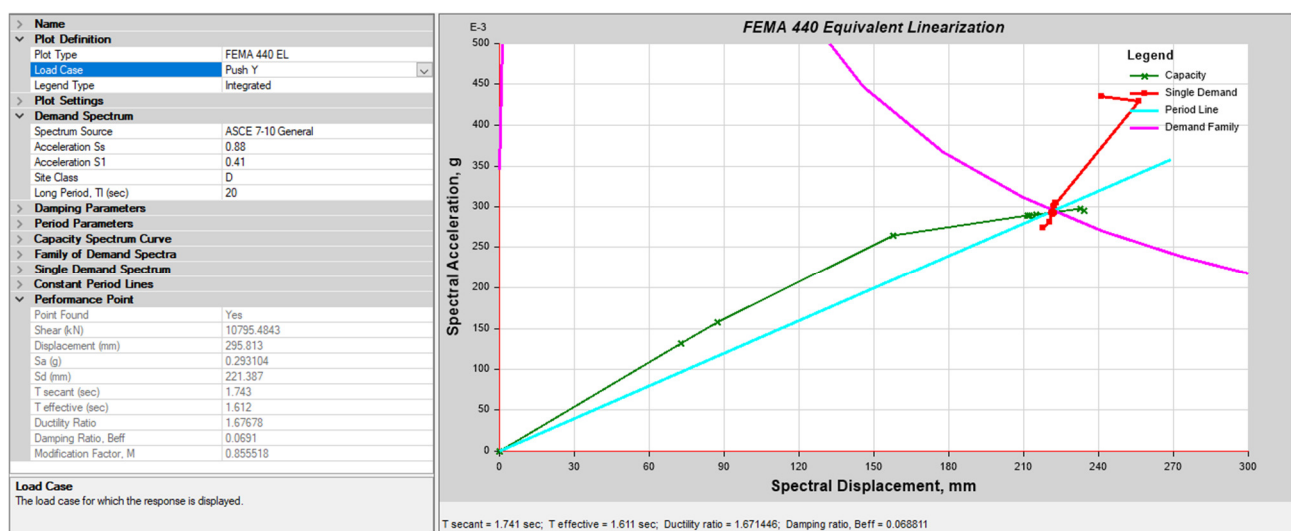
Gambar 16. *Performance Point* Arah-X



Gambar 17. Performance Point Arah-Y



Gambar 18. Performance Point Metode FEMA 440, Arah-X



Gambar 19. Performance Point Metode FEMA 440, Arah-Y

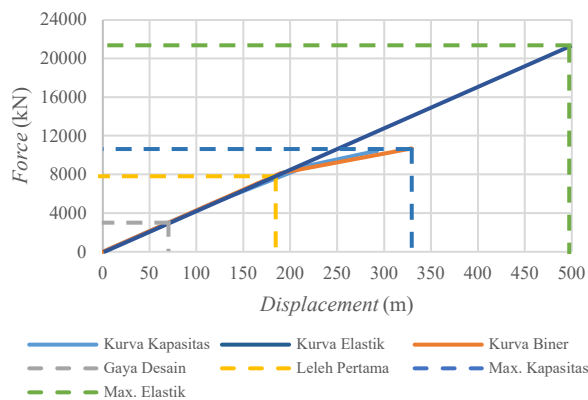
Tabel 11. Evaluasi Tingkat Kinerja Struktur

Sumbu	Indikator	DDBD	Hasil Analisis <i>Pushover</i>	
			FEMA 356	FEMA 440
X	Rencana Perpindahan, Δ_m (m)	0,319	0,329	0,307
	Drift aktual (Δ_m/T_{tot})	-	0,0114	0,0106
	Tingkat Kinerja	LS	DC	DC
Y	Target Perpindahan, Δ_m (m)	0,319	0,316	0,295
	Drift aktual (Δ_m/T_{tot})	-	0,0109	0,0102
	Tingkat Kinerja	LS	DC	DC

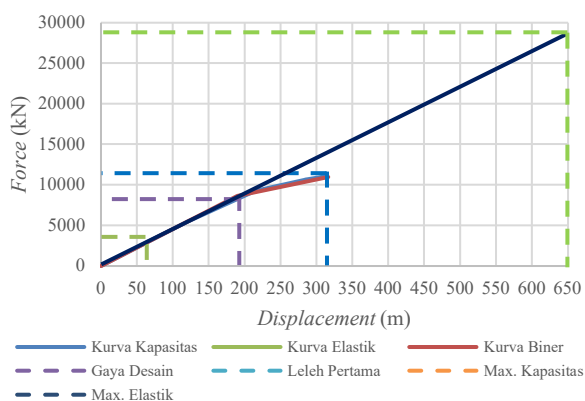
Evaluasi Nilai Parameter Respons Struktur

Nilai parameter respons struktur dapat dihitung dengan pendekatan secara gaya (*equal-energy principle*) dengan hasil kurva bilinear dari hasil analisis *pushover* metode FEMA 356.

Tabel 12 merangkum titik-titik penting berupa gaya geser dasar dan nilai perpindahan yang diidealisasi dari kurva pada Gambar 20 dan Gambar 21.



Gambar 20. Kurva Bilinear *Pushover*, Arah-X



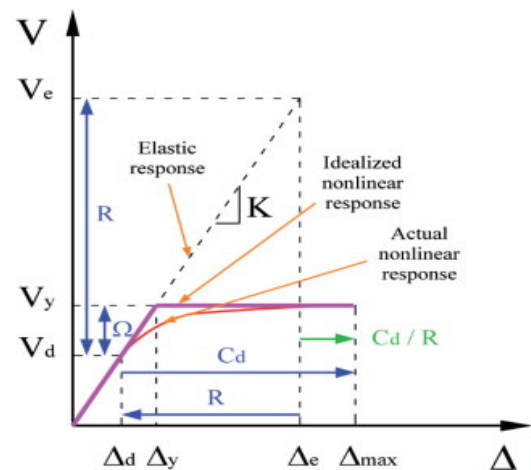
Gambar 21. Kurva Bilinear *Pushover*, Arah-Y

Dari data yang berhasil dirangkum pada Tabel 11, selanjutnya dapat dilakukan perhitungan parameter respons struktur yang nilainya akan dibandingkan dengan nilai yang ada dalam SNI 1726:2019 Tabel 12 halaman 49. Untuk menghitung

nilai parameter respons struktur, digunakan pendekatan berbasis gaya (*equal-energy principle*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 22.

Tabel 12. Rangkuman Titik Penting Kurva Bilinear *Pushover*

	Arah-X	Arah-Y
V_u (kN)	10716,61	10956,73
Δ_u (mm)	329,49	316,52
V_y (kN)	8119,05	8603,04
Δ_y (mm)	190,08	190,05
V_d (kN)	3273,27	3157,81
Δ_d (mm)	76,25	70,20
V_e (kN)	28636,12	28636,12
Δ_e (mm)	475,40	650,20



Gambar 22. Grafik Hubungan R , Ω , dan C_d (FEMA 440)

Tabel 13 menunjukkan hasil perhitungan nilai parameter respons struktur dan perbandingannya terhadap nilai yang ditetapkan oleh SNI 1726:2019.

Tabel 13. Perbandingan Nilai Respons Struktur SNI 1726:2019 dan Hasil Analisis

Parameter	SNI 1726:2019	Sistem Rangka	
		Arah-X	Arah-Y
C_d	5,5	4.34	4.52
Ω_o	3	3.27	3.47
R	8	8.75	9.07

Secara umum, nilai parameter respon struktur hasil evaluasi mendekati nilai parameter respons struktur yang ditetapkan oleh SNI 1726:2019 Tabel 12 halaman 49 (Tabel 13). Nilai koefisien modifikasi respon (R) mempengaruhi secara langsung nilai beban gempa. Nilai R yang semakin besar akan menghasilkan beban gempa rencana yang semakin kecil sehingga berpengaruh kepada nilai perpindahan lateral dan torsi yang semakin kecil sehingga struktur menjadi lebih duktail dan sebaliknya (Ardian, 2015). Selanjutnya, Prabowo dan Lase (2016) menjelaskan bahwa nilai faktor kuat lebih (Ω_0) menggambarkan kemampuan struktur dalam menerima beban yang lebih besar dari beban yang direncanakan. Makin besar nilai Ω_0 artinya agar seluruh elemen struktur dapat

mengalami pelehan diperlukan beban yang jauh besar dari beban rencana (Budiono, 2017). Nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) adalah faktor pengali untuk meminimalisir kesalahan nilai perpindahan elastis yang terlalu kecil akibat reduksi pada analisis elastis sesuai prosedur SNI 1726:2019. Artinya, semakin besar nilai C_d akan menghasilkan nilai perpindahan yang semakin besar. Dari ketiga parameter respons struktur tersebut, ketiganya menunjukkan nilai yang lebih baik daripada nilai acuan dalam SNI 1726:2019 sehingga kinerja struktur gedung yang dianalisis dapat dikategorikan dalam kinerja yang baik.

4. KESIMPULAN

Struktur gedung 7 lantai yang dievaluasi dalam penelitian ini telah memenuhi syarat batas kinerja minimum (*life safety*) apabila ditinjau berdasarkan nilai *displacement* dan *drift* dari hasil analisis *pushover*. Struktur tergolong memiliki tingkat kinerja *damage control* apabila ditinjau berdasarkan FEMA 356 dan FEMA 440. *Damage control* artinya apabila struktur dikenai gempa, struktur masih mampu menahannya, dengan resiko korban jiwa manusia yang sangat kecil.

Adanya perubahan nilai parameter yang terdapat pada SNI 1726:2002 dan 1726:2019, yang meliputi nilai koefisien situs dan nilai parameter percepatan batuan dasar, tidak menyebabkan indikator kinerja struktur gedung yang dievaluasi tidak terpenuhi. Nilai koefisien modifikasi respon dan nilai faktor kuat lebih yang dihasilkan oleh struktur melebihi nilai minimum yang ditetapkan oleh SNI sehingga struktur tersebut berkinerja baik dan mampu menahan beban gempa berdasarkan aturan terbaru.

REFERENSI

Abhyuday, T. (2017). Fundamentals of direct displacement based design procedure - A brief introduction. *Disaster Advances*, 10(6), 40-43.

Aditama, W. (2017). *Studi Perbandingan Gedung Beton Bertulang Dengan Ketidakberaturan Geometri Horizontal dan Vertikal Tanpa Soft Story dan Dengan Soft Story pada Lantai Dasar*. Skripsi. Bandung: Jurusan Teknik Sipil Universitas Katolik Parahyangan.

Ardian, A. D. (2015). *Analisis Pengaruh Perubahan Nilai Koefisien Modifikasi Respon (R) terhadap Perilaku Dinamis Struktur Gedung Tidak Beraturan*. Skripsi. Yogyakarta: Jurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada.

ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1*. California: Applied Technology Council.

Budiono, B. (2017). *Contoh Desain Bangunan Tahan Gempa dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan*

Sistem Dinding Struktur Khusus di Jakarta. Bandung: Penerbit ITB.

FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

Lu, Y., Hajirasouliha, I., & Marshall, A. M. (2018). Direct Displacement-Based Seismic Design of Flexible-Base Structures Subjected to Pulse-Like Ground Motions. *Engineering Structures*, 168, 276–289. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.079>

Pourali, N., Khosravi, H., & Dehestani, M. (2019). An Investigation of P-Delta Effect in Conventional Seismic Design and Direct Displacement-Based Design Using Elasto-Plastic SDOF Systems. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(1), 313–336. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0460-3>

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.

Prakosa, A. Y. & Wibowo, A. (2018). Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja Dengan Metode Direct Displacement Based Design (DDBD). *Jurnal Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil*, 1(2).

Priestley, M. J. N, Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS Press.

Puspita, A. D. & Rosyidah, A. (2019). Force Based Design and Direct Displacement Based Design for Dual System Structure. *Logic: Jurnal Rancang Bangun Dan Teknologi*, 19(3), 162. <https://doi.org/10.31940/logic.v19i3.1454>

Rahgozar, N. & Rahgozar, N. (2020). Extension of Direct Displacement Based Design For Quantifying Higher Mode Effects on Controlled Rocking Steel Cores. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(16). <https://doi.org/10.1002/tal.1800>.

Standar Nasional Indonesia 1726. (2002). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Standar Nasional Indonesia 1726. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Standar Nasional Indonesia 2847. (2002). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Tavio, Wijaya. (2018). *Desain Rekayasa Gempa Berbasis Kinerja (Performance Based Design)*, Edisi II. Yogyakarta (ID): Andi Offset.

Tazarv, J. & Mohebkah, A. (2021). Direct Displacement-Based Design of The Linked Column Steel Frame System, Part 2: Development and Verification. *Structures*, 31, 29–48. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.01.075>

Xiao, Y., Zhou, Y., & Huang, Z. (2021). Efficient Direct Displacement-Based Seismic Design Approach for Structures with Viscoelastic Dampers. *Structures*, 29, 1699–1708. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.12.067>.