

KINERJA STRUKTUR GEDUNG BERATURAN *DUAL SYSTEM* (*CONCRETE FRAME – RC WALL STRUCTURES*) MENGUNAKAN METODE *DIRECT DISPLACEMENT BASED* *DESIGN* DAN *CAPACITY SPECTRUM METHOD*

Raja Parulian Purba¹⁾, Zulfikar Djauhari²⁾, Reni Suryanita³⁾

¹ Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Jl. Subrantas KM 12.5 Pekanbaru 28293
Email: rajapoerba94@gmail.com

² Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Jl. Subrantas KM 12.5 Pekanbaru 28293
Email: zulfikar.djauhari@lecturer.unri.ac.id, zulfkr_dj@yahoo.com

³ Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Jl. Subrantas KM 12.5 Pekanbaru 28293
Email: reni.suryanita@eng.unri.ac.id

Abstract

Earthquake resistant structural design commonly used the concept of forced-based design (FBD). The concept is only based on the analysis of elastic structures and not directly indicated the performance of the building against the effects of the occurred earthquake. So, it requires a performance evaluation by conducting analyzes to reach a state of inelastic structure called the concept of performance-based design (PBD). In this study, there are two methods of performance analysis that were based on the lateral displacement of the inelastic conditions, the methods are Direct Displacement Based Design (DDBD) and Capacity Spectrum Method (CSM). The purposes of this study are to identify and to compare between the performance parameters of the methods. The structural model is a dual system regular building which combine a frame structure and reinforced concrete wall. The seismic load design in this study based on SNI 1726-2012. The reviewed parameter values are the displacement, base shear force, effective damping, and effective vibrating times. The results of this study indicated that all the parameter values of the DDBD method analysis are larger than CSM method. DDBD method produced a target displacement 0.545 m, the base shear force 38293.25 kN, effective damping 14.01%, and the effective vibrating times 3.826 seconds. Mean while the method of CSM produced target displacement 0.175 m, the base shear force 21728.978 kN, effective damping 5.40% and the effective vibrating times of 1.314 seconds. The evaluation of the structure performances which is based on ATC-40 indicated the DDBD method was on damage control level, whereas the CSM method was on the immediate occupancy level.

Keywords: *Inelastic, dual system regular building structure, direct displacement based design, capacity spectrum method, structure performance.*

A. Pendahuluan

Sebagian besar wilayah Indonesia terletak dalam wilayah gempa dengan intensitas sedang hingga tinggi. Kondisi tersebut berpengaruh besar dalam perencanaan struktur gedung tahan gempa yang harus diperhatikan agar tidak menimbulkan dampak yang besar, terlebih akibat perpindahan lateral yang terjadi pada gedung akibat gempa.

Seiring perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi, solusi untuk meningkatkan kinerja struktur gedung

bertingkat tinggi terhadap beban gempa yang direncanakan yaitu dengan pemasangan dinding beton bertulang (*RC-Wall*) yang sering dikenal dengan dinding geser (*shearwall*). Penggunaan dinding geser sangat diperlukan sebagai subsistem penahan beban lateral dari struktur dan akan menyerap sebagian dari besarnya beban gempa yang terjadi.

Selama ini, perancangan bangunan tahan gempa kebanyakan menggunakan konsep *force-based design* (FBD). Konsep ini tidak menunjukkan secara langsung

kinerja bangunan terhadap pengaruh gempa yang terjadi karena analisis dilakukan secara linear (elastis). Hal tersebut mendasari suatu arah baru dalam penelitian teoritik dan eksperimental rekayasa struktur tahan gempa. Sehingga dalam akhir-akhir ini konsep desain tahan gempa mulai mengarah pada konsep berbasis kinerja (*performance based design*).

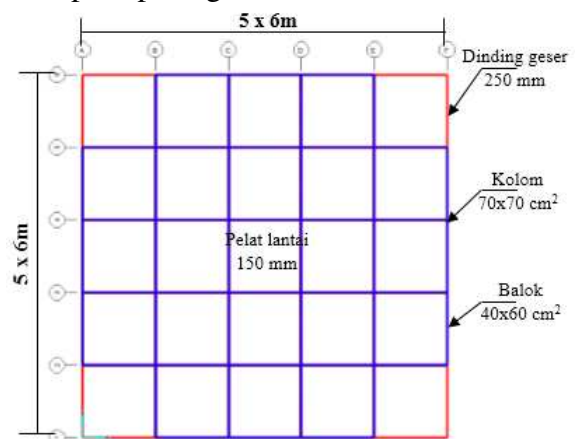
Konsep *performance based design* dilakukan dengan menganalisis komponen struktur secara bertahap yang memberikan gambaran perilaku nonlinear (inelastis) struktur saat pertama kali mengalami kegagalan, sehingga konsep ini juga menunjukkan secara langsung bagaimana kinerja struktur terhadap pengaruh gempa yang terjadi. Menurut Priestley ada tiga metode perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*) yaitu metode *Capacity Spectrum* (ATC-40, 1996), metode *N2* (Fajfar, 2000) dan metode *Direct Displacement-Based Design* (Priestley, 2000).

Budiono & Permana (2008) menyatakan bahwa metode DDBD dan CSM mampu memodelkan perilaku inelastik dari pada struktur akibat pengaruh gempa. Penelitian terdahulu yang berkaitan dengan DDBD dan CSM telah dilakukan oleh Pranata (2007) yang meninjau rangka beton bertulang bertingkat rendah tanpa dinding geser dengan pembebanan gempa SNI 03-1726-2002, Jumari (2012) meninjau portal dinding geser dua dimensi dengan pembebanan gempa SNI 03-1726-2002, dan Harahap (2015) yang meninjau pilar jembatan dua dimensi dengan pembebanan gempa RSNI 2833-201X.

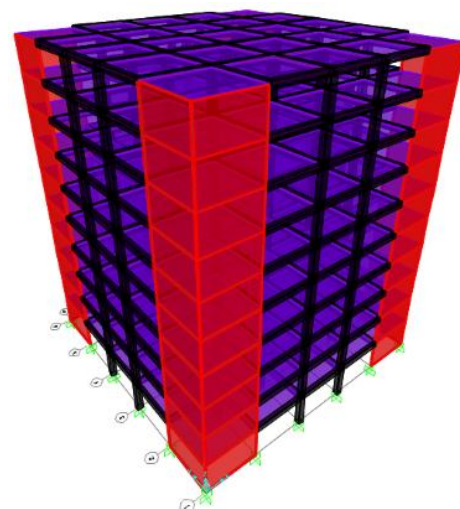
Tulisan ini bertujuan untuk mengidentifikasi dan membandingkan kinerja struktur gedung beraturan *dual system* tiga dimensi dengan menggunakan metode *Direct Displacement-Based Method* (Priestley, 2000) dan selanjutnya dibandingkan dengan *Capacity Spectrum Method* (ATC-40, 1996).

Analisis dilakukan dengan asumsi sebagai berikut:

1. Model struktur yang digunakan yaitu gedung sistem ganda yang merupakan kombinasi rangka pemikul momen khusus dan dinding geser beton bertulang khusus.
2. Perhitungan hanya untuk menganalisis dan membandingkan tingkat kinerja struktur tanpa melakukan perencanaan model struktur.
3. Gedung merupakan bangunan yang diasumsikan berfungsi sebagai perkantoran yang terletak di wilayah kota Pekanbaru dengan kondisi tanah sedang.
4. Analisis *pushover* menggunakan *software* elemen hingga dengan pola pembebanan lateral 100% arah sumbu kuat dan 30% arah sumbu lemah.
5. Data struktur yang digunakan yaitu:
 - a. Dimensi elemen dan bentuk struktur seperti pada gambar berikut ini :



Gambar 1. Denah lantai gedung



Gambar 2. Tampak tiga dimensi gedung

- b. Kuat tekan beton, $f'_c = 30$ MPa.
- c. Mutu tulangan utama, $f_y = 420$ MPa.
- d. Mutu sengkang, $f_{ys} = 240$ MPa.
- e. Diameter tulangan utama = 22 mm.
- f. Jumlah lantai = 10 lantai dengan ketinggian antar tingkat 3,6 m.

B. TINJAUAN PUSTAKA

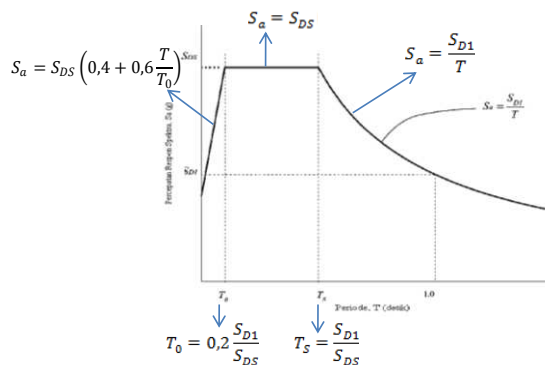
Pada SNI 1726-2012, gabungan sistem rangka pemikul momen dan dinding geser beton bertulang disebut sebagai struktur sistem ganda. Sistem ganda akan memberikan kemampuan pada bangunan untuk menahan beban yang lebih baik terutama terhadap beban gempa. Penggunaan dinding beton bertulang (RC-Wall) pada struktur gedung yaitu sebagai penahan beban lateral dan juga diharapkan mampu mereduksi gaya geser yang lebih besar dari elemen struktur lainnya akibat gempa.

Beban Gempa Rencana Berdasarkan SNI 1726 - 2012

Lokasi bangunan yang berada di wilayah Indonesia, mengharuskan pengaruh gempa rencana yang dihitung sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2012.

1. Respon Spektra

Parameter respon spektra didasarkan pada Pasal 6.4 SNI 1726-2012, dengan spektrum respons desain seperti pada Gambar 3 berikut:



Gambar 3. Respon spektra desain (SNI 1726-2012)

$$S_{DS} = 2/3 F_a S_s$$

$$S_{D1} = 2/3 F_v S_1$$

Nilai S_1 (spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik) dan S_s (spektral percepatan gempa untuk periode pendek 0,2 detik) diperoleh dari peta *harzad* gempa Indonesia, sedangkan nilai F_a dan F_v diperoleh dari Tabel 4 dan 5 SNI 1726-2012.

2. Gaya gempa lateral (statik ekuivalen)

Gaya gempa lateral digunakan untuk pola pembebanan *pushover*. Gaya geser gempa dan distribusi disemua tingkatnya ditentukan berdasarkan pada Pasal 7.8 SNI 1726-2012 dengan persamaan berikut ini:

$$V = C_s W_t$$

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

dengan :

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan

C_{vx} = faktor distribusi vertikal,

h_i and h_x = tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur

V = gaya lateral desain total (kN)

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

W_t = berat total gedung

Metode *Direct Displacement-Based Design*

Metode desain DDBD diilustrasikan pada Gambar 4(a), dengan sistem *Multi Degree of Freedom* (MDOF) disederhanakan menjadi *Single Degree of Freedom* (SDOF). Hubungan besarnya gaya lateral-perpindahan sebagai representasi dari SDOF ditunjukkan pada Gambar. 4(b). K_i merupakan kekakuan berdasarkan analisa retak pada penampang saat tulangan lentur mengalami leleh pertama. rK_i adalah kekakuan saat terbentuknya sendi-sendi plastis pada struktur, dan K_e merupakan kekakuan resultan untuk menghasilkan perpindahan maksimum. Tingkat redaman

$$\begin{aligned} \text{Total proporsi rasio} &= 1 \\ \text{Rasio } frame &= \beta f \end{aligned}$$

(b) Pengaruh rasio geser *frame* yang kecil terhadap momen relatif

4

2. Perpindahan maksimum (Δ_d)

Perpindahan rencana dikontrol dengan batas *drift* ($\theta_{d,limit}$) yaitu sebesar 0,02-0,025. *Drift* rencana ditentukan dengan persamaan:

$$\theta_d = \theta_{d,limit} \left[1 - \frac{(N-5)}{100} \left(\frac{M_{frame}}{M_{Total}} + 0,25 \right) \right]$$

Menentukan parameter profil (Δ_i) perpindahan rencana tiap lantai berdasarkan persamaan:

$$\text{regangan tulangan utama, } \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\text{kurvatur maksimum wall, } \varphi_m = \frac{0,072}{l_w}$$

$$\text{kurvatur kondisi leleh wall } \varphi_{y,w} = \frac{2 \cdot \varepsilon_y}{l_w}$$

$$\Delta_i = \Delta_{ei} + \Delta_{pi}$$

Jika $H_i \leq H_{CF}$

$$\Delta_{ei} = \Delta_{yi} = \varphi_{y,w} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{CF}} \right)$$

Jika $H_i > H_{CF}$

$$\Delta_{ei} = \Delta_{yi} = \varphi_{y,w} \left(\frac{H_{CF} \cdot H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right)$$

sehingga perpindahan maksimum struktur ditentukan dengan persamaan:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}$$

dengan:

l_w = lebar RC-Wall (m)

N = Jumlah lantai struktur

M_{frame} = Momen *overtuning* relatif pada rangka struktur

M_{total} = Momen *overtuning* total relatif pada struktur

Δ_i = perpindahan tiap lantai (m)

Δ_{ei} = perpindahan struktur dalam kondisi elastis (m)

Δ_{pi} = perpindahan struktur dalam kondisi plastis (m)

h_i = tinggi masing-masing tingkat (m)

m_i = massa tiap tingkat (kN)

3. Tinggi efektif, diperoleh dari persamaan:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}$$

4. Massa efektif, diperoleh dari persamaan:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}{\Delta_d}$$

5. Redaman efektif

Redaman efektif bergantung pada daktilitas sistem struktur.

a. Redaman efektif RC-Wall

$$\text{daktilitas, } \mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_{y,he}}$$

perpindahan kondisi leleh pertama,

Jika $H_e \leq H_{CF}$

$$\Delta_{y,he} = \varphi_{y,w} \left(\frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6H_{CF}} \right)$$

Jika $H_e > H_{CF}$

$$\Delta_{y,he} = \varphi_{y,w} \left(\frac{H_{CF} \cdot H_e}{2} - \frac{H_e^2}{6} \right)$$

redaman satu RC-Wall,

$$\xi_w = 0,05 + 0,444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right)$$

redaman ekuivalen terhadap arah yang ditinjau pada struktur,

$$\xi_{e,w} = \frac{\sum_{j=1}^m l_{wj}^2 \cdot \xi_w}{\sum_{j=1}^m l_{wj}^2}$$

b. Redaman efektif frame

$$\text{daktilitas, } \mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_{y,he}}$$

perpindahan kondisi leleh pertama,

$$\Delta_{y,he} = \theta_{y,f} \times h_e$$

$$\text{dengan drift, } \theta_{y,f} = 0,5 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{l_b}{h_b} \leq \theta_{d,limit}$$

redaman ekuivalen frame,

$$\xi_f = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right)$$

sehingga daktilitas dan redaman efektif ekuivalen struktur menjadi:

$$\mu_{eq} = \frac{M_w \cdot \mu_{e,w} + M_f \cdot \mu_f}{M_w + M_f}$$

$$\xi_{eq} = \frac{M_w \cdot \xi_{e,w} + M_f \cdot \xi_f}{M_w + M_f}$$

6. Periode efektif

Periode efektif ditentukan grafik perpindahan respon spektra yang dikonversi dari percepatan respon spektra, menggunakan persamaan:

Hubungan spektra percepatan dan spektra perpindahan, $Sa = \omega^2 \cdot Sd$

dengan, $\omega = \frac{2\pi}{T}$

maka, $Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa$

persamaan diatas dapat juga ditulis dalam bentuk:

$$\Delta_{(T,\xi)} = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa_{(T,\xi)}$$

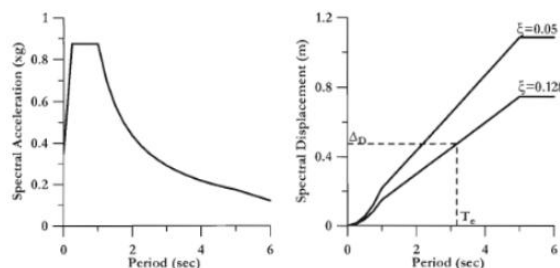
$$T_{eff} = T \cdot \frac{\Delta_d}{\Delta_{(T,5)}} \left[\frac{2+\xi}{7} \right]^{1/2}$$

dengan:

$\Delta_{(T,\xi)}$ = Perpindahan untuk waktu getar T dan redaman $\xi\%$

$Sa_{(T,\xi)}$ = Percepatan untuk waktu getar T dan redaman $\xi\%$

dari persamaan diatas, bentuk konversi kurva seperti pada Gambar 6 berikut:



Gambar 6. Percepatan respon spektra dan perpindahan respon spektra (Priestley et al., 2007)

7. Kekakuan efektif, ditentukan dengan persamaan:

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

8. Gaya geser dasar, ditentukan dengan persamaan:

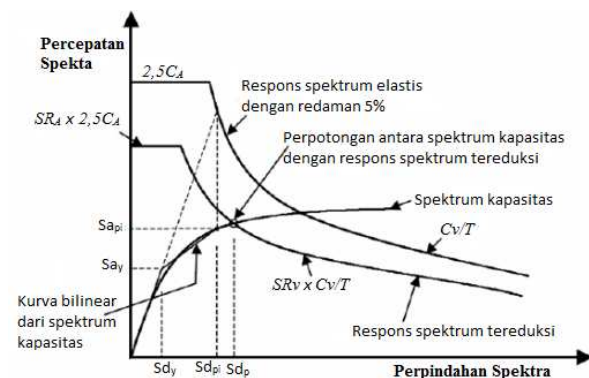
$$V_B = K_e \times \Delta_d$$

Karena yang dipakai pada perencanaan adalah gaya geser dasar pada saat terjadi pelelehan pertama, maka gaya geser dasar harus direduksi dengan faktor kuat lebih struktur berdasarkan Tabel 9 SNI 1726-2012, sehingga menjadi:

$$V = \frac{V_B}{\Omega_o}$$

Capacity Spectrum Method (ATC-40)

Capacity spectrum method merupakan salah satu metode untuk mendapatkan target perpindahan struktur. Metode ini menyajikan dua buah grafik yang disebut spektrum, yaitu spektrum kapasitas (*capacity spectrum*) yang menggambarkan kapasitas struktur berupa hubungan gaya dorong total (*base shear*) dan perpindahan lateral struktur (biasanya ditetapkan di puncak bangunan), dan spektrum *demand* yang menggambarkan besarnya *demand* (tuntutan kinerja) akibat gempa dengan periode ulang tertentu. Kedua grafik ini disatukan dalam bentuk format ADRS (*Acceleration - Displacement Response Spectra*) yaitu hubungan spektra percepatan (*sa*) dan spektra perpindahan (*sd*). Perpotongan dari kedua grafik tersebut disebut sebagai *performance point* (titik kinerja) seperti pada Gambar 7 berikut:



Gambar 7. *Performance Point* pada Capacity Spectrum Method (ATC-40, 1996)

Spektrum kapasitas didapatkan dari kurva kapasitas (*capacity curve*) yang diperoleh dari analisis *pushover*. Kurva kapasitas merupakan hubungan antara gaya geser dasar (*base shear*) terhadap perpindahan atap akibat beban lateral yang diberikan pada struktur. Kurva kapasitas ini selanjutnya dikonversi menjadi spektrum kapasitas dalam format ADRS.

Spektrum *demand* didapatkan dari spektrum elastis dengan redaman 5% yang pada umumnya dinyatakan dalam satuan percepatan, S_a (m/det^2) dan periode struktur, T (detik). Sama halnya dengan kurva kapasitas, spektrum respon elastis ini juga dikonversi menjadi format ADRS yang disebut sebagai respons spektrum tereduksi atau dikenal sebagai spektrum *demand*.

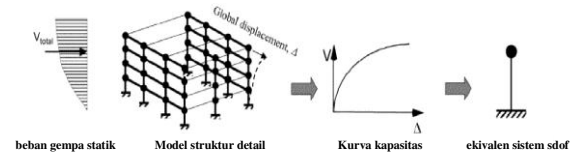
Titik kinerja yang diperoleh merupakan representasi dari dua kondisi yaitu terletak pada spektrum kapasitas (representasi kekuatan struktur pada suatu nilai perpindahan tertentu), dan terletak pada kurva *demand* yang menunjukkan kekuatan struktur dapat memenuhi *demand* beban yang diberikan. Metode ini secara khusus telah *built-in* dalam program elemen hingga, dan proses konversi menjadi format ADRS dikerjakan otomatis dalam program elemen hingga sesuai ketentuan ATC-40.

Analisis Pushover

Analisis *pushover* adalah suatu analisis statik nonlinier dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai kondisi plastik (Dewobroto, 2005).

Hasil dari analisis *pushover* masih berupa suatu pendekatan, karena perilaku gempa yang sebenarnya adalah bersifat bolak-balik. Analisis *pushover* bertujuan untuk memperkirakan gaya maksimum dan

deformasi yang terjadi dalam membentuk kurva kapasitas. Hubungan gaya geser dasar terhadap perpindahan atap dapat dilihat pada Gambar 8 berikut:



Gambar 8. Analisis pushover (FEMA-440, 2005)

Kinerja Struktur Berdasarkan ATC-40

Dokumen ATC-40 (1996)

menetapkan deformasi lateral pada struktur harus diperiksa terhadap nilai simpangan total maksimum dan simpangan inelastis maksimum untuk mendapatkan tingkat kinerja dari struktur yang disajikan Tabel 1 berikut:

Tabel 1. Batas deformasi lateral

Batas Simpangan Antar Tingkat	Tingkat Kinerja Struktur			
	<i>Immediate Occupancy</i>	<i>Damage Control</i>	<i>Life Safety</i>	<i>Structural Stability</i>
Simpangan Total Maksimum	0,01	0,01 – 0,02	0,02	0,33 V_i/P_i
Simpangan Inelastis Maksimum	0,005	0,005 – 0,015	Tidak ada batasan	Tidak ada batasan

(Sumber ATC – 40, 1996)

Simpangan total maksimum didefinisikan sebagai simpangan antar tingkat (*interstory drift*) pada perpindahan di titik kinerja. Sedangkan simpangan inelastis maksimum merupakan perbandingan antara simpangan total maksimum terhadap titik leleh efektif (Δ_{yeff}) dari struktur. Besarnya simpangan total maksimum dan simpangan inelastis maksimum struktur dihitung dengan menggunakan Persamaan dan berikut:

$$\text{Simpangan total maksimum} = \frac{D_t}{H_{tot}}$$

$$\text{Simpangan inelastis maksimum} = \frac{D_t - D_1}{H_{tot}}$$

Dimana:

D_t = Perpindahan maksimum struktur (m)

D_1 = Perpindahan pada kondisi leleh pertama (m)

H_{tot} = Tinggi total struktur (m)

C. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Perhitungan Beban dan Berat Struktur

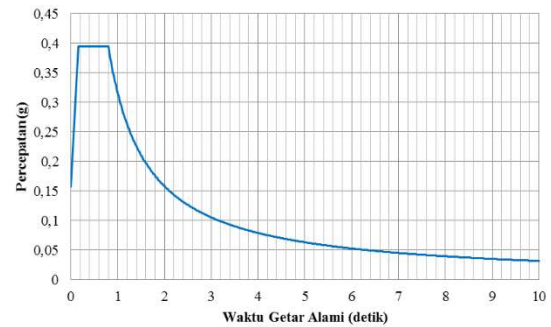
Beban-beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati (berat struktur), beban mati tambahan, dan beban hidup. Pembebanan yang digunakan didasarkan pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPURG). Diperoleh total beban mati tambahan pada pelat lantai 1-9 yaitu $1,49 \text{ kN/m}^2$, pada pelat atap yaitu $0,73 \text{ kN/m}^2$, dan beban mati tambahan pada balok tepi yaitu $2,16 \text{ kN/m}^2$. Beban hidup pelat lantai 1 sampai 9 sebesar $2,5 \text{ kN/m}^2$ pada lantai atap sebesar 1 kN/m^2 , dengan koefisien reduksi beban hidup terhadap peninjauan gempa berdasarkan SNI 1726-2012 sebesar 0,25. Rekapitulasi berat total struktur yang dihitung disajikan seperti pada Tabel 2 berikut:

Tabel 2. Berat struktur per lantai

Floor	Self Weight (kN)	Dead Weight (kN)	Live Weight (kN)	Total (kN)
Roof	6063,552	657,000	225,000	6945,552
9	7089,984	1496,520	562,500	9149,004
8	7089,984	1496,520	562,500	9149,004
7	7089,984	1496,520	562,500	9149,004
6	7089,984	1496,520	562,500	9149,004
5	7089,984	1496,520	562,500	9149,004
4	7089,984	1496,520	562,500	9149,004
3	7089,984	1496,520	562,500	9149,004
2	7089,984	1496,520	562,500	9149,004
1	8116,416	1496,520	562,500	10175,436
Total				90313,020

Perhitungan Respon Spektra SNI 1726 - 2012

Berdasarkan peta gempa *harzad* untuk wilayah kota Pekanbaru dengan kondisi tanah sedang, didapatkan parameter nilai $S_1 = 0,25 \text{ g}$ dan $S_S = 0,4 \text{ g}$. Parameter berdasarkan Tabel 4 dan 5 SNI 1726-2012 didapatkan nilai $F_a = 1,48$ dan $F_v = 1,9$. Selanjutnya respons spektra dihitung berdasarkan persamaan yang ada pada Gambar 3, dan diperoleh grafik respons spektra gempa rencana seperti pada Gambar 9 berikut:



Gambar 9. Respon spektra desain

Beban Gempa Statik Ekuivalen

1. Menentukan periode getar

Berdasarkan SNI 1726-2012 periode getar dibatasi nilai maksimum dan nilai minimum, dengan parameter:

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 14 SNI 1726-2012)}$$

$$C_t = 0,0488 \text{ (Tabel 15 SNI 1726-2012)}$$

$$x = 0,75 \text{ (Tabel 15 SNI 1726-2012)}$$

$$h_n = 36 \text{ m (tinggi gedung)}$$

sehingga:

$$T_{a \text{ min}} = T_a = C_t h_n^x = (0,0488) (36)^{0,75} = 0,717 \text{ detik}$$

$$T_{a \text{ maks}} = C_u T_a = 1,4 \times 0,717 = 1,004 \text{ detik}$$

Periode alami struktur kondisi *uncrack* hasil program elemen hingga pada arah x dan y adalah sama = 0,91 detik (karena geometrik struktur yang simetris). Dengan pola gerak ragam pertama adalah translasi arah Y (sehingga perhitungan difokuskan pada arah Y).

$$T_{a \text{ minimum}} < T_{X,Y \text{ uncrack}} < T_{a \text{ maksimum}}$$

$$0,717 < 0,91 < 1,004$$

Maka digunakan periode getar alami = 0,91 detik.

2. Menentukan koefisien seismik, C_s

Sama halnya dengan periode, nilai C_s juga mempunyai batas minimum dan maksimum, sebagai berikut:

$$S_{DS} \text{ dan } S_{D1} = \text{parameter respons spektra}$$

$$I_e = 1,00 \text{ (Tabel 2 SNI 1726-2012)}$$

$$R = 7 \text{ (Tabel 9 SNI 1726-2012)}$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,004 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,004 \times 0,39 \times 1 = 0,0174$$

$$C_{s \text{ hitungan (Y)}} = \frac{S_{D1}}{T \frac{R}{I_e}} = \frac{0,32}{0,91 \frac{7}{1}} = 0,0497$$

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DI}}{\frac{R}{I_e}} = \frac{0,32}{\frac{7}{1}} = 0,0564$$

$$C_{s \text{ minimum}} < C_{s \text{ hitungan}} (y) < C_{s \text{ maksimum}}$$

$$0,0174 < 0,0497 < 0,0564$$

Maka digunakan $C_s = 0,0497$

3. Menentukan gaya geser dasar gempa

$$V_Y = C_{s(y)} W_t = 0,0497 \times 90313,02 \text{ kN}$$

$$= 4491,573 \text{ kN}$$

4. Menentukan distribusi vertikal gaya gempa

Nilai k dicari dengan interpolasi linear dengan:

$$T \leq 0,5 ; \text{ nilai } k = 1$$

$$T \geq 2,5 ; \text{ nilai } k = 2,5$$

$$\text{maka, } T_y = 0,91 \text{ detik; } k = 1,20$$

selanjutnya, distribusi vertikal gaya,

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Rekapitulasi gaya gempa lateral dapat dilihat pada Tabel 3.

Tabel 3. Distribusi gaya gempa statik ekuivalen

Lantai	h_x (m)	h_x^k (m)	w_x (kN)	$w_x h_x^k$ (kN.m)	C_{vx}	F_Y (kN)	V_Y (kN)	F_Y 100% (kN)	F_X 30% (kN)
Roof	36	75,00	6945,552	520894,003	0,157883	709,143	709,143	709,14	212,74
9	32,4	66,06	9149,004	604348,584	0,183178	822,758	1531,902	822,76	246,83
8	28,8	57,32	9149,004	524395,122	0,158944	713,910	2245,811	713,91	214,17
7	25,2	48,80	9149,004	446467,240	0,135324	607,819	2853,630	607,82	182,35
6	21,6	40,53	9149,004	370793,151	0,112387	504,797	3358,427	504,80	151,44
5	18	32,54	9149,004	297669,038	0,090224	405,246	3763,673	405,25	121,57
4	14,4	24,87	9149,004	227497,117	0,068954	309,714	4073,386	309,71	92,91
3	10,8	17,58	9149,004	160860,331	0,048757	218,995	4292,381	218,99	65,70
2	7,2	10,79	9149,004	98694,546	0,029914	134,362	4426,744	134,36	40,31
1	3,6	4,68	10175,436	47620,025	0,014434	64,830	4491,573	64,83	19,45
Total			90313,02	3299239,157	1	4491,57			

Menurut SNI 1726-2012 bahwa beban gempa dianggap terjadi secara bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama dengan efektifitas 30%. Sehingga gaya gempa statik ekuivalen diberikan 100% arah Y dan 30% arah X.

Pengecekan Sistem Ganda Sesuai SNI 1726-2012

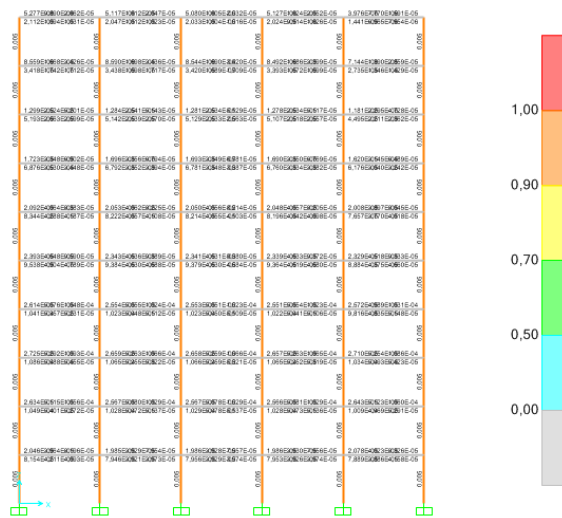
Dengan pemberian gaya gempa statik ekuivalen 100% arah Y dan 30% arah X sebagai gaya gempa yang ditetapkan, maka diperoleh proporsi gaya geser:

Tabel 4. Proporsi gaya geser dasar struktur

Parameter	V_x (kN)	V_y (kN)
Gaya Geser Struktur	-1347,47	-4491,57
Gaya Geser RC-Wall	-1142,95	-3809,82
Gaya Geser Frame	-204,53	-681,75
Persentase RC-Wall	84,82%	84,82%
Persentase Frame	15,18%	15,18%

Menurut SNI 1726-2012 untuk sistem ganda, bahwa *frame* harus mampu menahan paling sedikit 25% dari gaya gempa yang ditetapkan. Berdasarkan gaya geser dasar yang diperoleh, *frame* belum menerima minimal 25% dari gaya geser total, sehingga dilakukan pengecekan hanya terhadap *frame* dengan pemberian 25% gaya gempa yang ditetapkan (Asneindra, 2011).

Pengecekan dilakukan terhadap *code* yang diacu oleh SNI 1726-2012 yaitu ACI 318-11 yang terdapat pada *software* elemen hingga. Hasil yang diperoleh seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10, menunjukkan bahwa tidak adanya *frame* yang mengalami *overstress (OS)* akibat gaya gempa 25% tersebut. Sehingga sistem struktur tersebut bisa dianggap sebagai sistem ganda, karena *frame* mampu menahan 25% gaya gempa yang ditetapkan.



Gambar 10. Bagian paling kritis cek kapasitas *frame* terhadap 25% gaya gempa yang ditetapkan

Metode *Direct Displacement-Based Design (DDBD)*

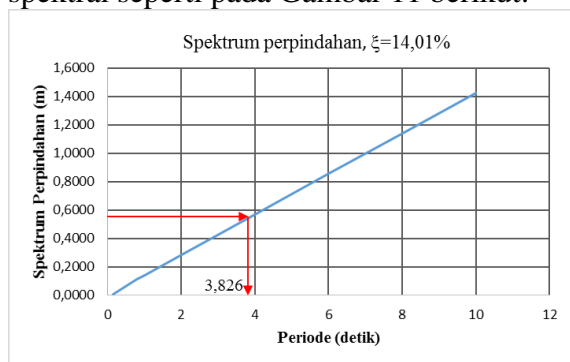
Langkah awal dalam analisis DDBD untuk *dual system* adalah menentukan rasio gaya geser. Dalam tulisan ini, rasio gaya geser mengikuti rasio yang dihasilkan berdasarkan Tabel 4, dengan $\beta_f = 15,18\%$. Selanjutnya dilakukan perhitungan dalam menentukan tinggi *wall contraflexure* seperti pada Tabel 5.

Berdasarkan Tabel 5, *RC-Wall* mengalami *contraflexure* pada level lantai 8 dan 9, sehingga dilakukan interpolasi linear: $H_{CF} = 28,8 + (3,6 \times 0,559/0,99) = 30,833$ m dan, $M_f = 24,660 - 19,196 = 5,464$

Tabel 5. Rekapitulasi perhitungan gaya geser dan momen relatif

Level	H_i (m)	m_i (kN)	$m_i H_i$	F_i (rel)	$V_{T,i}$ (rel)	$M_{T,i}$ (rel)	$V_{F,i}$ (frame)	$V_{W,i}$ (wall)	$M_{W,i}$ (wall)
Roof	36	6945,552	250039,87	0,1440	0,1440	0,00	0,1518	-0,0077	0
9	32,4	9149,004	296427,73	0,1708	0,3148	0,519	0,1518	0,1630	-0,028
8	28,8	9149,004	263491,32	0,1518	0,4666	1,652	0,1518	0,3148	0,559
7	25,2	9149,004	230554,90	0,1328	0,5994	3,332	0,1518	0,4476	1,692
6	21,6	9149,004	197618,49	0,1138	0,7133	5,490	0,1518	0,5615	3,304
5	18	9149,004	164682,07	0,0949	0,8081	8,057	0,1518	0,6563	5,325
4	14,4	9149,004	131745,66	0,0759	0,8840	10,967	0,1518	0,7322	7,688
3	10,8	9149,004	98809,24	0,0569	0,9409	14,149	0,1518	0,7892	10,324
2	7,2	9149,004	65872,83	0,0379	0,9789	17,536	0,1518	0,8271	13,165
1	3,6	10175,436	36631,57	0,0211	1,0000	21,060	0,1518	0,8482	16,143
Base	0	0,00	0,00	0,0000	1,0000	24,660	0,1518	0,8482	19,196
Total		90313,02	1735873,68	1,00					

Selanjutnya untuk menentukan periode berdasarkan target perpindahan dan redaman efektif yang diperoleh, grafik percepatan respon spektra pada Gambar 9, dikonversi menjadi grafik perpindahan spektral seperti pada Gambar 11 berikut:



Gambar 11. Spektrum perpindahan

Hasil analisis dengan prosedur DDBD dapat dilihat pada Tabel 6 berikut:

Tabel 6. Rekapitulasi perhitungan DDBD

Parameter Hitungan		Hasil
Gaya geser <i>frame</i> , β_f	%	15,18%
Tinggi dinding <i>contraflexure</i> , H_{CF}	(m)	30,833
<i>Drift</i> rencana, θ_d	-	0,0244
Perpindahan rencana, Δ_d	(m)	0,545
Tinggi efektif struktur, h_e	(m)	25,519
Massa efektif, m_e	(kN)	65120,82
Perpindahan kondisi leleh, $\Delta_{y,he}$	(m)	0,157
Daktilitas dinding, μ_w	-	3,467
Daktilitas <i>frame</i> , μ_f	-	1,424

Daktilitas efektif sistem struktur, μ_{sys}	-	3,014
Redaman dinding, ξ_w	(%)	15,06%
Redaman <i>frame</i> , ξ_f	(%)	10,35%
Redaman efektif sistem struktur, ξ_{sys}	(%)	14,01%
Periode efektif, T_e	(detik)	3,826
Kekakuan efektif, K_e	(kN/m)	175665,05
Gaya geser dasar DDBD, V_B	(kN)	95733,12
Gaya geser dasar SNI, V	(kN)	38293,25

Evaluasi level kinerja

Dari hasil perpindahan yang terjadi dengan perhitungan metode DDBD selanjutnya digunakan untuk mengevaluasi kinerja struktur berdasarkan dokumen ATC-40 yaitu:

a. Simpangan total maksimum = $\frac{D_T}{H_{tot}} = \frac{0,545}{36} = 0,0015$

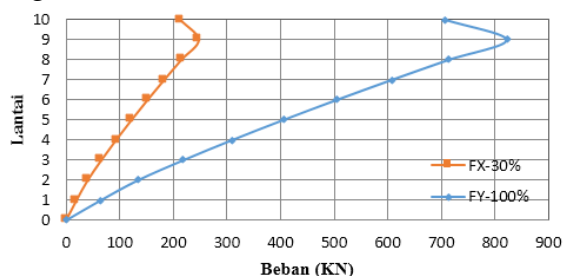
Berdasarkan tabel deformasi lateral dari dokumen ATC 40, kinerja struktur menunjukkan kondisi *damage control*.

b. Simpangan inelastis maksimum = $\frac{D_T}{H_{tot}} = \frac{0,545-0,157}{36} = 0,011$

Berdasarkan tabel deformasi lateral dari dokumen ATC 40, kinerja struktur menunjukkan kondisi *damage control*.

Metode Capacity Spectrum Method

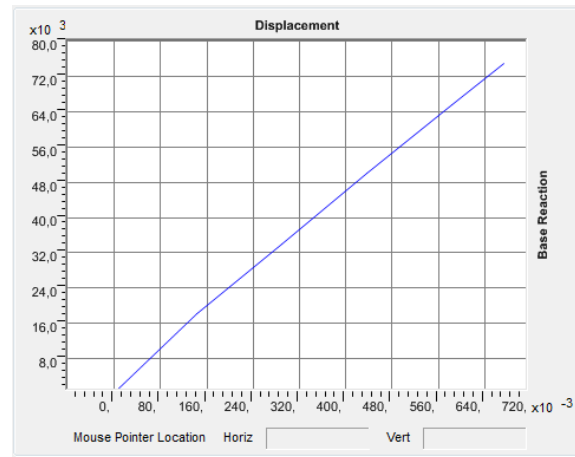
Pola pembebanan lateral *pushover* menggunakan gaya lateral stistik ekivalen yang disajikan pada Tabel 3 dan digambarkan Gambar 12 berikut:



Gambar 12. Pola pembebanan *pushover*

Kurva kapasitas

Hasil analisis *pushover* akan menghasilkan kurva kapasitas dan distribusi sendi plastis seperti berikut:



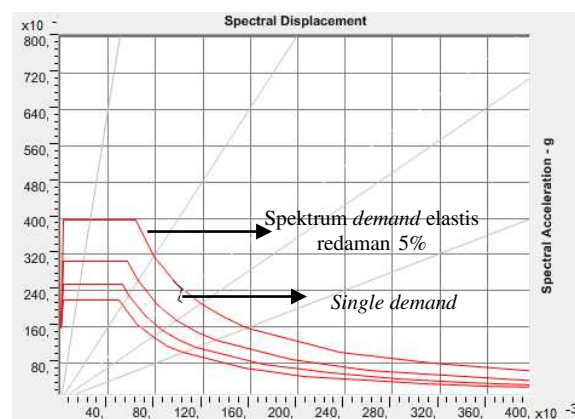
Gambar 13. Kurva kapasitas

Tabel 6. Distribusi sendi plastis

Load Case	Step	Displ m	Base Force KN	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Beyond E	Total
PUSH-Y	0	-0,002483	0	1304	216	0	0	0	0	0	0	1520
PUSH-Y	1	-0,001198	196,32	1304	216	0	0	0	0	0	0	1520
PUSH-Y	2	0,142822	18262,418	877	643	0	0	0	0	0	0	1520
PUSH-Y	3	0,289279	34063,31	676	786	58	0	0	0	0	0	1520
PUSH-Y	4	0,437296	49981,958	577	620	288	35	0	0	0	0	1520
PUSH-Y	5	0,583872	65553,256	489	564	405	12	0	50	0	0	1520
PUSH-Y	6	0,673545	74990,396	468	543	411	38	0	60	0	0	1520

Demand Spectrum

Program elemen hingga menggambarkan *demand spectrum* secara otomatis ke format ADRS, yang merupakan reduksi dari respons spektrum elastis dengan redaman 5%, 10%, 15% dan 20%. Selanjutnya program elemen hingga mereduksi spektrum elastis 5% menjadi *single demand* seperti Gambar 13 berikut:

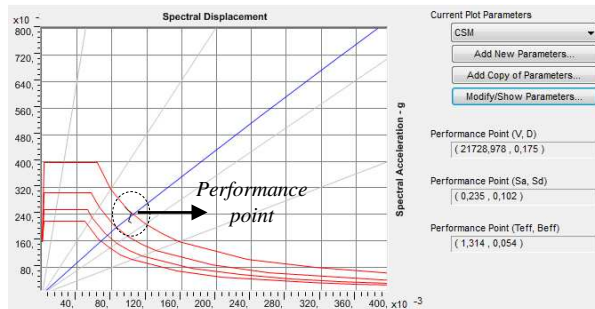


Gambar 13. Spektrum *demand*

Performance Point

Program elemen hingga juga mengkonversi kurva kapasitas ke format ADRS menjadi spektrum kapasitas. Selanjutnya melakukan penggabungan antara *single demand* dengan spektrum

kapasitas sehingga diperoleh titik perpotongan kurva yang merupakan titik kinerja (*performance point*) struktur. Titik kinerja yang diperoleh dapat dilihat pada Gambar 14 berikut:



Gambar 14. *Performance point*

Dari *performance point* diperoleh: Gaya geser dasar 21728,978 kN, target perpindahan 0,175 m, redaman efektif 5,40%, dan periode efektif 1,314 detik.

Evaluasi level kinerja

Berdasarkan deformasi lateral yang diperoleh, dilakukan pengecekan kinerja struktur terhadap nilai simpangan total maksimum dan simpangan inelastis maksimum menurut ATC-40 yaitu :

a. Simpangan total maksimum =
$$\frac{D_T}{H_{tot}} = \frac{0,175}{36} = 0,0049$$

Berdasarkan tabel deformasi lateral dari dokumen ATC-40, kinerja struktur menunjukkan kondisi *immediate occupancy*.

b. Simpangan inelastis maksimum =
$$\frac{D_T}{H_{tot}} = \frac{0,175-0,0012}{36} = 0,0050$$

Berdasarkan tabel deformasi lateral dari dokumen ATC 40, kinerja struktur menunjukkan kondisi *immediate occupancy*.

Perbandingan Kinerja Struktur Gedung Beraturan *Dual System* Metode DDBD dengan CSM

Perbandingan parameter kinerja struktur gedung *dual system* yang ditinjau yaitu seperti pada Tabel 7 berikut:

Tabel 7. Perbandingan parameter kinerja struktur *dual system* hasil analisis metode DDBD dan CSM

Hasil	Satuan	DDBD	CSM
Gaya geser dasar, V_B	kN	38293,25	21728,978
Perpindahan, D	m	0,545	0,175
Redaman, ζ_{eff}	%	14,01%	5,40%
Periode, T_{eff}	detik	3,826	1,314

Gaya geser dasar yang diterima dasar struktur hasil analisis DDBD yaitu sebesar 38293,25 kN, nilai ini lebih besar 16564,272 kN atau 1,76 kali dari hasil analisis CSM. Redaman efektif yang dihasilkan dari analisis DDBD juga lebih besar sekitar 2,60 kali dari redaman efektif hasil CSM. Redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) oleh struktur. Maka dalam hal ini menunjukkan bahwa energi yang dilepaskan oleh struktur dari hasil DDBD lebih besar dari pada hasil CSM, yang berarti akan mengurangi respon struktur terhadap pengaruh gempa. Periode atau waktu getar efektif yang dihasilkan analisis DDBD juga lebih besar sekitar 2,91 kali dari periode getar efektif hasil analisis CSM. Nilai ini menunjukkan bahwa struktur yang dianalisis dengan metode DDBD bergetar lebih lambat bila dibandingkan dengan CSM saat dibebani beban gempa. Secara matematis, hubungan periode terhadap nilai kekakuan struktur adalah berbanding terbalik sehingga mengakibatkan periode yang besar menghasilkan fleksibilitas stuktur yang juga besar sehingga mengurangi kekakuan struktur. Semakin besarnya fleksibilitas struktur yang terjadi mengakibatkan perpindahan struktur juga menjadi semakin besar, sehingga dalam hal ini periode berbanding lurus terhadap besarnya perpindahan struktur.

Kinerja struktur yang dicapai ditentukan berdasarkan besarnya perpindahan yang diperoleh. Perpindahan maksimum yang diperoleh berdasarkan analisis DDBD lebih besar sekitar 3,11 kali dari hasil analisis CSM. Besarnya perpindahan yang terjadi menunjukkan

tingkatan kinerja yang dicapai oleh struktur. Struktur *dual system* yang ditinjau menunjukkan tingkatan kinerja dengan metode DDBD berada pada kondisi *damage control* (struktur berada dalam kategori range antara *immediate occupancy* dan *life safety*, dimana kerusakan yang terjadi dibatasi dan dapat diperbaiki) sedangkan dengan metode CSM berada pada kondisi *immediate occupancy* (komponen struktur masih dapat mempertahankan karakteristik dan kapasitas seperti sebelum gempa terjadi).

D. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil penelitian ini, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Perencanaan dengan metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD), menghasilkan target perpindahan yang lebih besar yaitu 0,545 m dari pada perpindahan dengan metode *Capacity Spectrum Method* (CSM) yaitu sebesar 0,175 m.
2. Parameter kinerja struktur lainnya dari hasil analisis metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) baik gaya geser dasar, redaman efektif dan periode efektif yang diberikan oleh struktur saat pada kondisi inelastis memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan hasil analisis *Capacity Spectrum Method* (CSM).
3. Evaluasi dari kinerja struktur yang ditinjau, dengan menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) menunjukkan kategori *damage control* yang artinya struktur berada dalam kategori range antara *immediate occupancy* dan *life safety*, dimana kerusakan yang terjadi dibatasi dan dapat diperbaiki. Sedangkan dengan metode *Capacity Spectrum Method* (CSM) berada pada kondisi *immediate occupancy* yang artinya bahwa komponen struktur masih dapat mempertahankan karakteristik dan kapasitas seperti sebelum gempa terjadi.

E. SARAN

Saran yang dapat penulis berikan dari hasil penelitian ini yaitu:

1. Analisis struktur yang dilakukan dalam penelitian ini hanya meninjau perbedaan besaran parameter dan tingkat kinerja struktur yang diperoleh, oleh sebab itu penelitian ini dapat dilanjutkan dengan meninjau perbedaan gaya-gaya dalam dan rasio kebutuhan tulangan yang diperoleh berdasarkan kedua metode tersebut.
2. Dapat dilanjutkan terhadap struktur yang menggunakan *damper* atau *base isolation* untuk melihat seberapa besar perbedaan yang diperoleh dengan menggunakan kedua metode tersebut.
3. Dapat melakukan analisis dengan membandingkan terhadap metode *performance based design* lainnya.

F. DAFTAR PUSTAKA

- Asneindra, M. (2011). *Analisis Perbandingan Kinerja Struktur Gedung Tak Beraturan Akibat Ban Gempa SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201X*. Universitas Riau.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: California Seismic Safety Commission.
- Budiono, B., & Permana, E. (2008). Analisa Struktur Daktail pada Struktur Portal Terbuka dan Sistem Ganda dengan Metoda Kekakuan Sekan. In *Seminar dan Pameran HAKI 2008 - "Pengaruh Gempa dan Angin terhadap Struktur."*
- Dewobroto, W. (2005). Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover. In *Civil Engineering National Conference: Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism-Unika Soegijapranata* (pp. 1–28). Semarang.
- FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure*. Washington D.C.
- Garcia, R., Sullivan, T. J., & Corte, G. Della. (2010). *Development Of A*

- Displacement Based Design Method For Steel Frame-RC Wall Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(2), 252–277.
- Harahap, O. P. P. (2015). *Perbandingan Kinerja Pilar Jembatan Menggunakan Metode Direct Displacement Based Design dan Capacity Spectrum Method*. Universitas Riau.
- Jumari. (2012). *Studi Perbandingan Kinerja Struktur Dinding Geser Menggunakan Metode Direct Displacement Based Design dan Capacity Spectrum Method*. Universitas Riau.
- PPURG. (1987). *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Kementerian Pekerjaan Umum.
- Pranata, Y. A. (2007). Studi Perencanaan Berbasis Perpindahan: Metode Direct-Displacement Based Design Studi Kasus pada Rangka Beton Bertulang Bertingkat Rendah. *Jurnal Teknik Sipil Universitas Kristen Maranatha*, 7(2), 99–118.
- Priestley, M. J. N. (2000). Performance Based Seismic Design. *12WCCE*, 1–22.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS Press.
- SNI-1726. (2012). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- SNI-2847. (2013). *Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Soleman, Y. (2006). Kajian Parameter dalam Beberapa Prosedur Desain Metoda Perpindahan untuk Struktur Beton Bertulang, 0–7. <http://doi.org/10.13140/RG.2.1.3264.1128>
- Sullivan, T. J. (2009). Direct Displacement - Based Design of A RC Wall - Steel EBF Dual System With Added Dampers, 42(3), 167–178.
- Wijaya, C., Wijaya, S. W., Muljati, I., & Pudjisuryadi, P. (2008). Evaluasi Kinerja Direct Displacement - Based Design dan Force Based Design Bangunan Irregular Plan 6-Lantai. *Jurnal Dimensi Pratama Teknik Sipil*, 2(2)., 1–8.