

# PERFORMANCE BASED DESIGN BANGUNAN GEDUNG UNTUK LEVEL KINERJA OPERASIONAL

Boby Culus Ertanto<sup>1</sup>, Iman Satyarno<sup>2</sup>, Bambang Suhendro<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Mahasiswa, S2 Teknik Sipil, Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gadjah Mada Yogyakarta

<sup>2,3</sup>Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gadjah Mada Yogyakarta

E-mail: boby\_culus@yahoo.com

## ABSTRACT

Indonesia is an area with high earthquake risk, where earthquake-resistant design is required, in critical category IV buildings such as hospitals and educational buildings must be designed to remain operation during and after the earthquake design, without significant damage. owners have the ability to establish and know the performance levels of structures designed with performance-based design methods that impact on development costs, repair costs and reduce casualties due to earthquakes. there are two performance based design methods namely pushover and nonlinear history of time (NLTHA). with ductility values of  $\mu$  3 or R 4.8 and  $l_e$  1.5, the structures are designed to have an operational (O) performance during the earthquake design (DBE) and immediate occupancy (IO) during a maximum earthquake (MCE). using acceptance according to the capacity spectrum method, element acceptance limit and drift according to FEMA 356.

**Keyword:** operational, ductility, performance based design

## ABSTRAK

Indonesia merupakan daerah dengan resiko gempa tinggi, dimana dibutuhkan perencanaan tahan gempa, pada bangunan penting kategori IV seperti rumah sakit dan gedung pendidikan harus didesain tetap beroperasi saat dan setelah terjadinya gempa rencana, tanpa mengalami kerusakan yang signifikan. Pemilik memiliki kemampuan untuk menetapkan dan mengetahui level kinerja dari struktur yang didesain dengan metode *performance based design* yang berdampak pada biaya pembangunan, biaya perbaikan dan mengurangi korban jiwa akibat gempa. Dimana terdapat dua metode *performance based design* yaitu *pushover* dan nonlinier riwayat waktu (NLTHA). Dari penggunaan nilai daktilitas sebesar  $\mu$  3 atau R 4.8 dan  $l_e$  1.5, struktur yang didesain memiliki kinerja *operational* (O) saat terjadinya gempa rencana (DBE) dan *immediate occupancy* (IO) saat terjadi gempa besar (MCE). Dengan menggunakan penerimaan menurut *capacity spectrum method*, batas penerimaan elemen dan *drift* menurut FEMA 356.

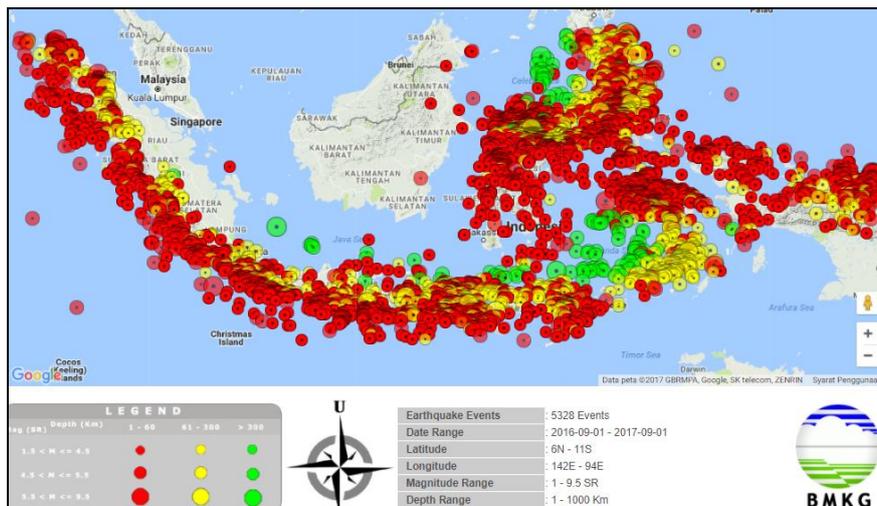
**Kata Kunci:** operasional, ductility, performance based design

## PENDAHULUAN

Indonesia merupakan daerah dengan intensitas gempa yang tinggi, dimana menurut data BMKG (2017) dalam rentan satu tahun dari tanggal 1 september 2016 sampai 1 september 2017 terjadi 5328 kejadian gempa yang tercatat dan ditampilkan pada Gambar 1. Dimana untuk daerah dengan resiko gempa yang tinggi seperti Yogyakarta dibutuhkan suatu perencanaan tahan gempa, yang dapat bertahan selama gempa dan memberikan waktu bagi pengguna untuk menyelamatkan diri. Bangunan yang digolongkan sebagai bangunan penting, seperti rumah sakit, sekolah atau bangunan pendidikan, bangunan monumental dan tempat perlindungan bencana

diharapkan dapat berfungsi saat terjadinya gempa sehingga bangunan tetap dapat digunakan.

Bangunan-bangunan penting tersebut dalam SNI 1726:2012 termasuk dalam faktor keutamaan IV, dengan nilai faktor keutamaan  $I_e$  1.5, memberikan nilai gempa yang lebih besar dari gempa rencana, untuk bangunan penting, saat terjadi gempa rencana (DBE) diharapkan struktur dapat memiliki level kinerja *operational* dan saat terjadi gempa besar (MCE) struktur dapat memiliki level kinerja *immediate occupancy*, sehingga dapat mengurangi resiko korban jiwa akibat bangunan yang runtuh.



Gambar 1. Gempa di Indonesia yang tercatat BMKG (BMKG, 2017)

Menurut Powel (2007), peraturan yang ada saat ini tidak jelas dalam memastikan level kinerja dari suatu bangunan yang didesain, dengan menggunakan analisis *performance based design*, level kinerja suatu bangunan dapat dinilai berdasarkan gempa yang direncanakan, sehingga pemilik bangunan dapat memilih level kinerja dari bangunannya, yang berdampak dengan biaya pembangunan dan biaya perbaikan.

Dalam penelitian ini akan dilakukan desain rencana suatu bangunan pendidikan yaitu

## METODE

*Performance based design* memudahkan pemilik untuk menentukan level kinerja struktur yang diharapkan, alur metode ini dimulai dari pemilihan level kinerja yang diinginkan, mendesain sesuai level kinerja, dan setelah desain selesai, target desain tersebut dapat menjadi kriteria penerimaan (*acceptance criteria*) melalui evaluasi kinerja untuk level sasaran kinerja yang diatur oleh FEMA 356, ditunjukkan pada Tabel 1 dan disesuaikan dengan SNI 1726-2012. Dimana pengertian untuk level-level kinerjanya :

*Operational*: kondisi dimana setelah gempa terjadi struktur dapat langsung digunakan kembali karena struktur utama tetap utuh dan elemen non-struktural hanya mengalami kerusakan yang sangat kecil. *Immediate*

bangunan *Engineering Research and Innovation Center (ERIC)* yang merupakan bangunan yang akan direncanakan di Yogyakarta, bangunan tersebut direncanakan didesain dengan level kinerja *operational* dengan menggunakan analisis *pushover* dan analisis nonlinier dinamik riwayat waktu, tujuan kajian ini menunjukkan bagaimana memastikan dan mendesain suatu bangunan yang didesain dengan level kinerja operasional.

*Occupancy (IO)*: Bila terjadi gempa struktur masih aman, hanya terjadi sedikit kerusakan minor dimana untuk memperbaikinya tidak mengganggu pengguna, kekuatan dan kekakuannya kira-kira hampir sama dengan kondisi sebelum gempa, sistem pemikul gaya vertikal dan lateral pada struktur masih mampu memikul gaya gempa yang terjadi.

*Life Safety (LS)*: Saat gempa terjadi, pada struktur timbul kerusakan yang cukup signifikan tetapi belum mengalami keruntuhan, komponen-komponen struktur utama tidak runtuh dan struktur masih stabil mampu menahan gempa kembali, bangunan masih dapat digunakan jika dilakukan perbaikan. *Collapse Prevention (CP)*: Kondisi dimana merupakan batas kemampuan dari struktur dimana struktural dan nonstruktural sudah mengalami kerusakan yang parah, namun

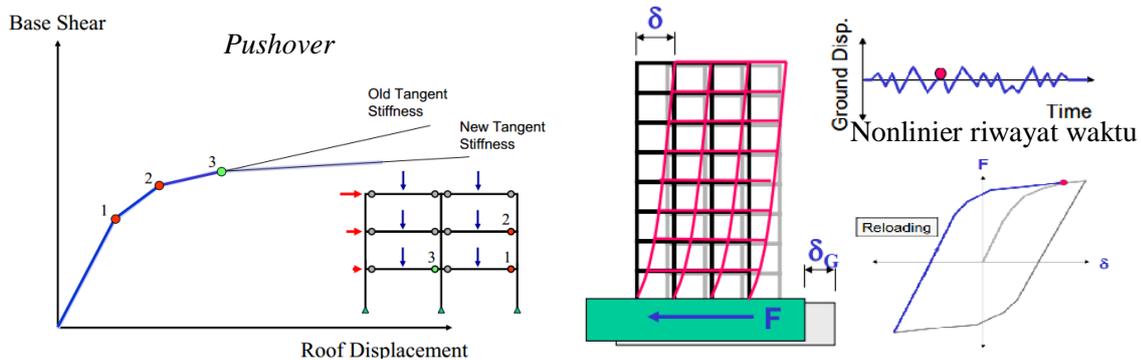
struktur tetap berdiri dan tidak runtuh, struktur lateral. sudah tidak lagi mampu menahan gaya

Tabel 1. Level kinerja menurut FEMA 356

Level Desain Gempa		Target Level Kinerja Bangunan Beton			
		Operational	IO	LS	CP
		Level (1-A)	Level (1-B)	Level(3-C)	Level(5-E)
Kala Ulang	72 tahun 50%DBE		x	x	x
	225 tahun 70%DBE			x	x
	474 tahun DBE			Desain umum	x
	2475 tahun MCE				
Drift %		0-0.5%	0.5-1%	1%-2%	2%-4%

Ada beberapa metode yang umumnya digunakan dalam *performance based design* antara lain *pushover* dan analisis nonlinier dinamik riwayat waktu, untuk *pushover* sendiri dengan memberikan beban lateral secara bertahap pada suatu struktur sampai

komponen struktur mengalami plastis dan rusak yang membentuk hubungan antara gaya dan perpindahan, untuk nonlinier dinamik riwayat waktu sendiri dengan mengganti beban yang bekerja dengan rekaman gempa ditunjukkan pada gambar 2.



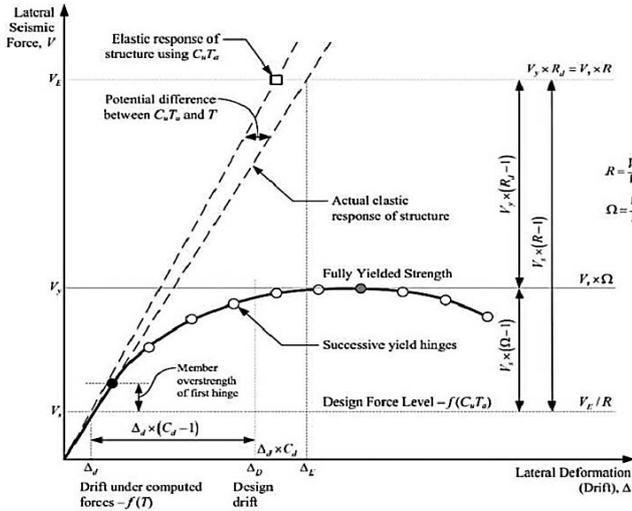
Gambar 2 Analisis *pushover* dan nonlinier dinamik riwayat waktu (FEMA 451)

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, diijinkan untuk mereduksi gaya gempa sampai daktilitas  $\mu$  tertentu dengan suatu nilai koefisien reduksi  $R$  yang ditunjukkan pada gambar 3, yang berfungsi untuk mengurangi beban untuk struktur elastik menjadi inelastik

dengan perpindahan yang sama, namun memiliki konsekuensi naiknya nilai  $R$  kebutuhan daktilitas akan semakin besar, daktilitas dapat didapat dari sistem struktur, dan mekanisme keruntuhan, dimana daktilitas adalah:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

dengan  $\Delta_u$  sebagai perpindahan maksimum dan  $\Delta_y$  sebagai perpindahan leleh



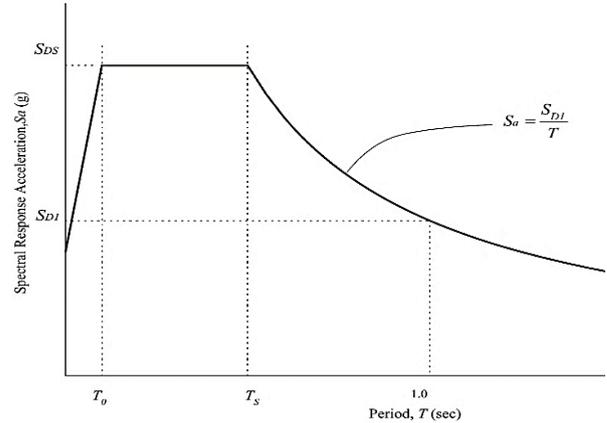
Gambar 3. Hubungan gaya-perpindahan (ASCE7-16)

Setiap bangunan memiliki fungsi yang berbeda yang digolongkan dalam kategori risiko, kategori risiko akan memberikan faktor keutamaan terhadap gempa rencana yang ditampilkan pada Tabel 2.

Tabel 2. Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726:2012)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Untuk memperkirakan percepatan gempa yang pada suatu lokasi, dibutuhkan respon spektra desain sesuai SNI 1726:2012, yang didapat berdasarkan percepatan dasar terpetakan untuk periode pendek  $S_s$  dan periode 1 detik  $S_1$  yang, nilai tersebut didapat dari peta gempa Indonesia dan dibentuk respon spektrum seperti gambar 4.



Gambar 4. Respon spektrum percepatan desain ((SNI 1726:2012)

Dalam SNI 1726:2012 ada tiga metode analisis yang diijinkan yaitu statik ekuivalen, spektrum respon ragam dan respon riwayat waktu, untuk statik ekuivalen merupakan representasi dari pola ragam pertama, besarnya gaya dasar seismik ( $V$ ) berdasarkan pada pasal 7.8 dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai :

$$V = C_s W_{seismic}$$

dengan,  $C_s$  adalah koefisien respon seismik yang ditentukan dan  $W_{seismic}$  sebagai berat efektif struktur.

Koefisien nilai  $C_s$  ditentukan dalam persamaan berikut:

1.  $C_s$  maksimum

$$= \frac{S_{DS}}{(R/I_e)}$$

2.  $C_s$  hasil hitungan

$$= \frac{S_{D1}}{T(R/I_e)}$$

3.  $C_s$  minimum

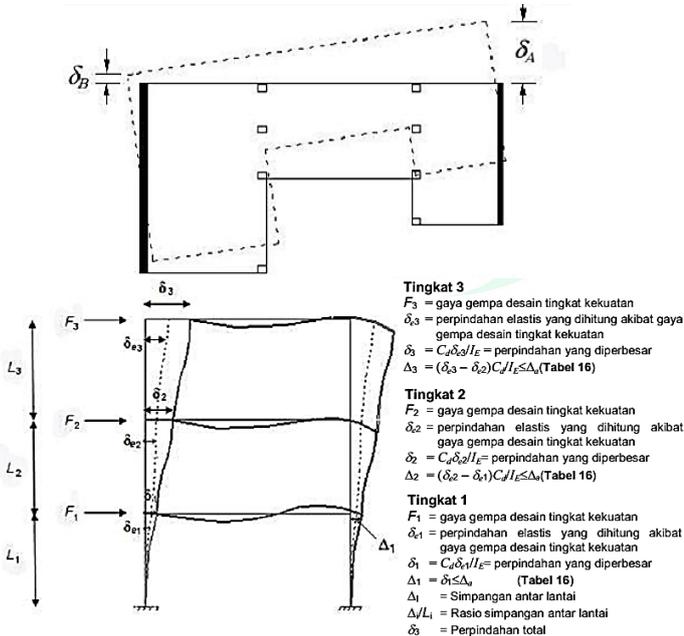
$$= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

4.  $C_s$  min tambahan jika  $S_1 \geq 0.6g$

$$= \frac{0.5S_1}{(R/I_e)}$$

Untuk analisis spektrum respon ragam harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90% dari setiap arah, nilai masing-masing parameter yang ditinjau dihitung dengan mengkombinasikan menggunakan metode akar kuadrat jumlah kuadrat (SRSS) atau kombinasi kuadrat lengkap (CQC) jika nilai ragam berjarak dekat mempunyai korelasi silang yang signifikan di antara respon translasi dan rotasi.

Analisis respon riwayat waktu membutuhkan paling sedikit tiga pasang gerakan tanah horisontal yang sesuai dimana nilainya diambil maksimum dan untuk tujuh pasang gerakan tanah diambil nilai rata-rata, rekaman riwayat waktu diseleksi dan diskalakan dari rekaman peristiwa gempa individu, setiap pasang gerakan tanah diskalakan dengan target respon spektrum pada rentang 0.2T - 1.5T Nilai masing-masing ragam respon gaya yang ditinjau dibagi dengan kuantitas R/le dan untuk perpindahan dikalikan dengan kuantitas Cd/le, bila gaya geser ragam (Vt) lebih kecil 85% dari gaya geser gaya lateral ekivalen (V) maka harus diskalakan agar tidak kurang dari 85%V,



Gambar 5. Perpindahan untuk faktor pembesaran torsi, Ax dan penentuan simpangan (SNI 1726:2012)

Ketidak beraturan torsi seperti Gambar 5 terjadi bila simpangan antar tingkat pada ujung suatu bangunan lebih besar dari 1.2 kali simpangan rata-rata pada dua ujung bangunan saat mengalami beban lateral dengan eksentrisitas minimum 5% dari panjang bangunan dan ketidak beraturan torsi ekstrim bila lebih besar dari 1.4, dapat juga dihitung sebagai faktor pembes Ax,

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{avg}} \right)^2$$

Perpindahan pusat massa di tingkat x ( $\delta_x$ )

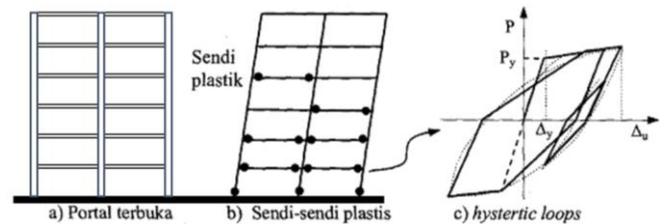
harus ditentukan sesuai dengan persamaan yang memberikan pembesaran untuk memperhitungkan perpindahan inelastik serta faktor keutamaan gempa dan dimana nilainya harus lebih kecil dari batas simpangan ijin antar tingkat  $\Delta_a$  pada Tabel 3.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

dengan,  $C_d$  faktor amplifikasi perpindahan,  $\delta_{xe}$  perpindahan dan  $I_e$  sebagai faktor keutamaan gempa.

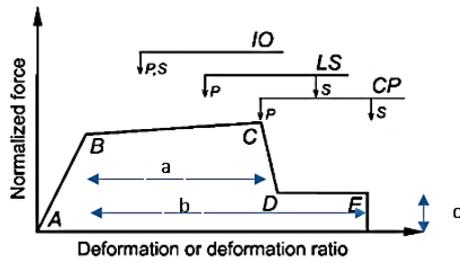
Tabel 3 Simpangan ijin antar lantai  $\Delta_a$  (SNI 1726:2012)

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau partisi langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain mengakomodasi simpangan antar lantai	0.025hsx	0.020hsx	0.015hsx
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0.010hsx	0.010hsx	0.010hsx
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0.007hsx	0.007hsx	0.007hsx
Semua struktur lainnya	0.020hsx	0.015hsx	0.010hsx



Gambar 6. Sendi plastis dan histerisis loops akibat gempa (Pawirodikromo, 2012)

Analisis untuk mencapai nonlinier perlu memperhitungkan nonlinier bahan dan nonlinier geometri, kapasitas penampang dan batas penerimaan dapat dimodelkan sebagai sendi plastis berdasarkan histerisis loops yang dimodelkan, untuk mempermudah histerisis loops element dapat dimodelkan sebagai hubungan gaya-deformasi atau momen-rotasi diatur dalam FEMA 273 seperti Gambar 7.



Gambar 7 Gambar hubungan gaya-deformasi/rotasi element (FEMA 273)

Analisis *pushover* adalah kurva kapasitas yang kemudian bersamaan dengan respon spektrum, kedua kurva MDOF dibawa ke format *acceleration displacement response spectrum* (ADRS) SDOF untuk mendapatkan level kinerja atau *performance point*, *performance point* didapat dari pertemuan kurva kapasitas dan kurva respon spektrum. *Pushover* diubah ke ADRS menggunakan (ATC-40) :

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{atap}}{PF_1 \phi_{atap,1}}$$

$$MPF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}$$

keterangan:

- $S_a$  = spektrum percepatan
- $S_d$  = spektrum perpindahan
- $MPF_1$  = faktor partisipasi ragam (*modal participation factor*) untuk ragam 1
- $\alpha_1$  = koefisien massa ragam untuk ragam ke-1
- $N$  = jumlah lantai
- $V$  = gaya geser dasar
- $w_i/g$  = massa lantai i
- $\phi_{i1}$  = perpindahan pada lantai i ragam ke-1
- $\Delta_{atap}$  = perpindahan atap (yang digunakan pada kurva kapasitas)

Respon spektrum dibawa ke dalam format ADRS masih harus direduksi untuk dapat

menentukan *performance point*, yaitu dengan cara direduksi sebesar  $SR_A$  dan  $SR_V$  (ATC-40):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

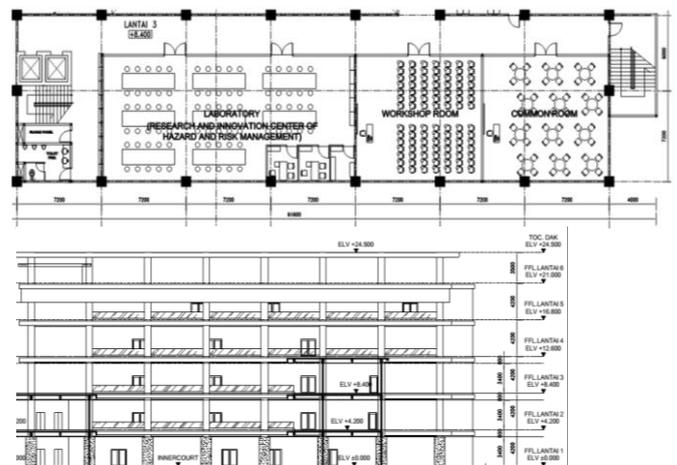
$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln(\beta eff)}{2,21}$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln(\beta eff)}{1,65}$$

Nonlinier dinamik riwayat waktu menggunakan permodelan nonlinier yang sama seperti yang dijelaskan pada Gambar 7, untuk beban menggunakan beban rekaman gempa dan analisis menggunakan metode integrasi langsung seperti yang ditampilkan pada Gambar 2. Rekaman gempa yang sudah diskalakan dengan respon spektrum, pada kajian ini menggunakan persamaan yang diberikan oleh Kalkan dan Chopra (2010), dengan,  $\bar{A}_i$  adalah percepatan spektrum TH dan  $A_i$  sebagai percepatan spektrum target.

$$SF = \frac{(\sum_{i=1}^n \bar{A}_i A_i)}{(\sum_{i=1}^n A_i A_i)}$$

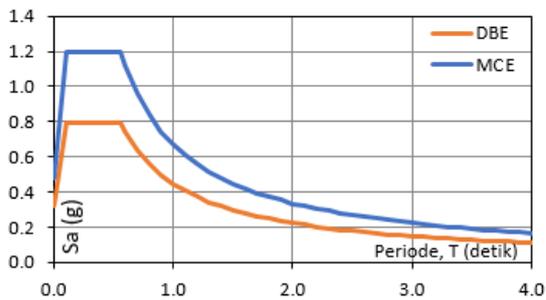
Kajian ini menggunakan program bantu SAP 2000, model yang di analisis adalah Gedung ERIC yang berdasar lokasi GPS berada pada lintang : -7.76596854067764 dan bujur : 110.37432856857777 dengan karakteristik tanah sedang, menggunakan struktur beton dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) terdiri 6 lantai dengan tinggi 24.5 m, panjang 54.4 m dan lebar 13.2 m.



Gambar 8 Denah dan elevasi

Bangunan ini adalah bangunan pendidikan dengan kategori resiko IV dimana memiliki faktor keutamaan gempa  $I_e$  1.5 dan termasuk dalam kategori desain seismik D, gedung ERIC ini diharapkan memiliki Performance Level : “Operational” saat terjadi gempa rencana (kala ulang 474 tahun) dan “Immediate Occupancy (IO)” saat terjadi gempa kuat (kala ulang 2475 tahun), karakteristik gempa sesuai SNI 1726-2012 dengan lokasi yang ditentukan didapat dengan bantuan peta gempa online dari

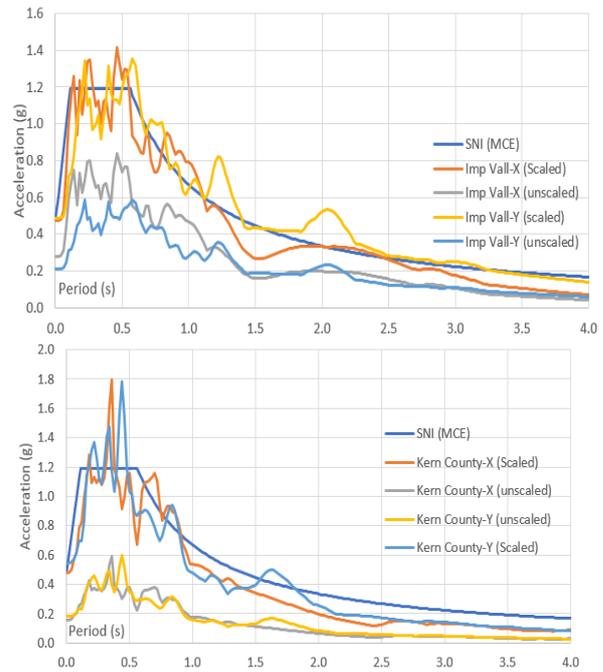
[http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/) untuk struktur ERIC:



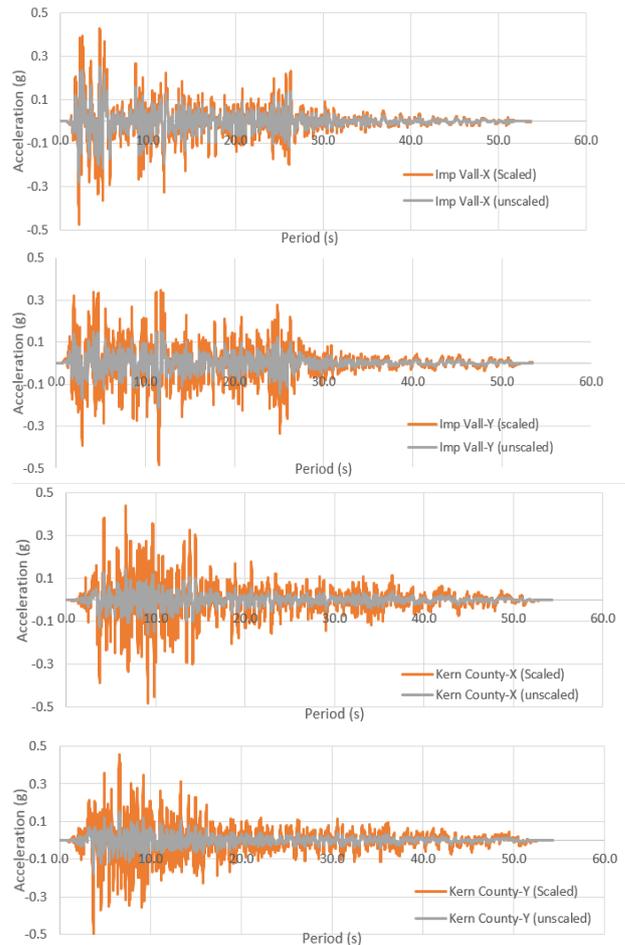
$PGA (g) = 0.502$   
 $S_s (g) = 1.143$   
 $S_1 (g) = 0.424$   
 $S_{MS} (g) = 1.192$   
 $S_{M1} (g) = 0.669$   
 $S_{DS} (g) = 0.795$   
 $S_{D1} (g) = 0.446$   
 $T_0 (detik) = 0.112$   
 $T_s (detik) = 0.561$

Gambar 9. Respon spektrum rencana

Rekaman gempa yang akan digunakan adalah dua pasang *real ground motion* dan satu pasang *artificial ground motion*, *real ground motion* yang digunakan adalah El-centro (Imperial Valley) dan Kern Country. Rekaman gempa diseleksi dengan melihat bentuk respon spektrumnya dan yang memiliki rentan nilai spektrum yang nilainya berhimpit dengan spektrum target SNI dan selanjutnya diskalakan terhadap rentan target untuk spektrum MCE dengan target antara 0.2 T sampai 1.5 T ditunjukkan pada Gambar 10 dengan nilai T 0.829 detik, selanjutnya rekaman gempa skalakan ditunjukkan gambar 11.

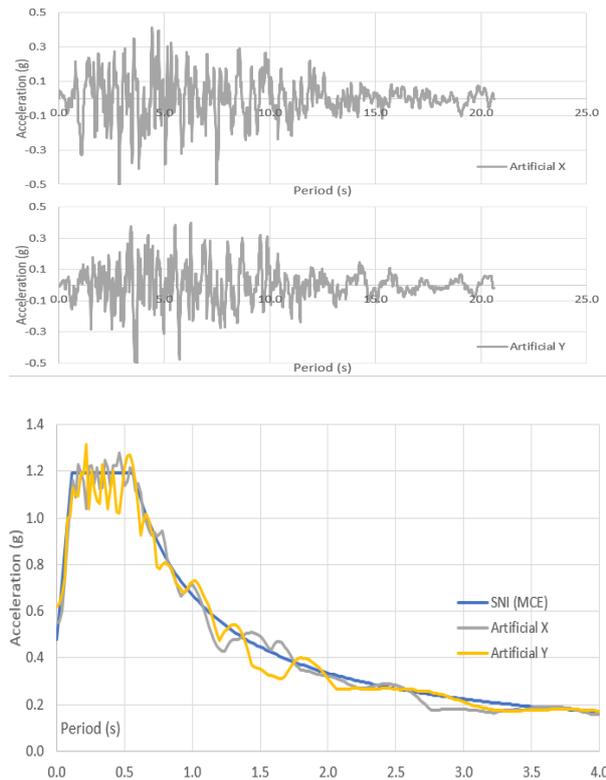


Gambar 10. Penskalaan respon spektrum



Gambar 11. Penskalaan rekaman gempa

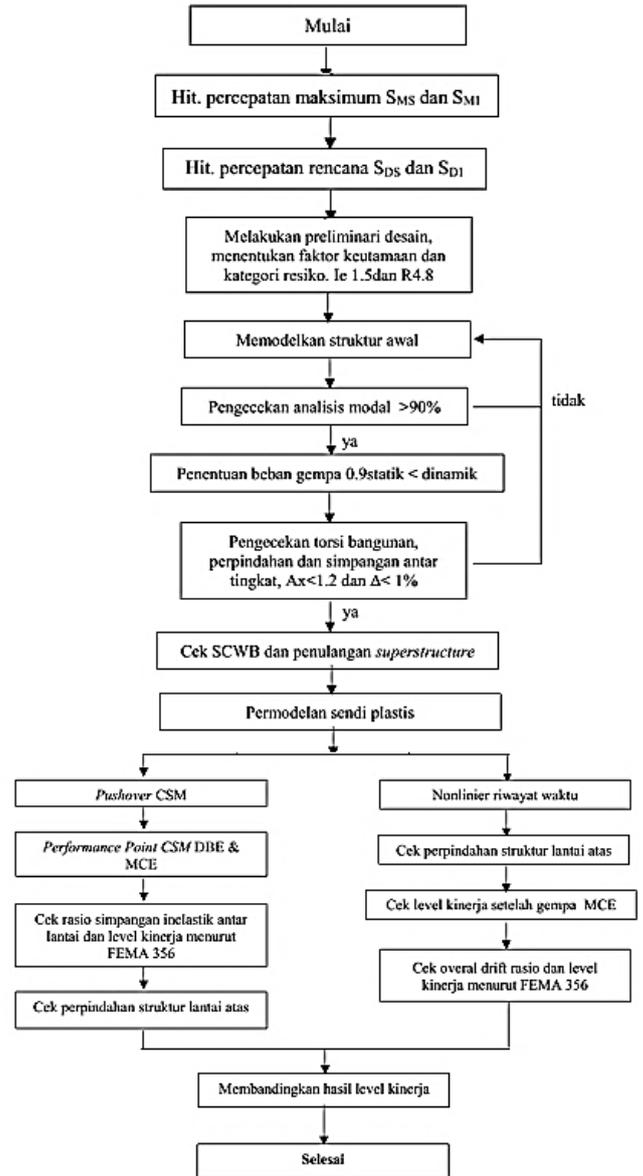
Untuk rekaman gempa *artificial* menggunakan program bantu *seismosignal*, dengan memasukan nilai dan bentuk dari respon spektrum yang menjadi target spektrumnya, bentuk rekaman gempa tersebut akan menghasilkan respon spektrum yang mendekati respon spektrum yang diinginkan seperti Gambar 12



Gambar 12. Rekaman gempa dan respon spektrum artificial

## HASIL DAN PEMBAHASAN

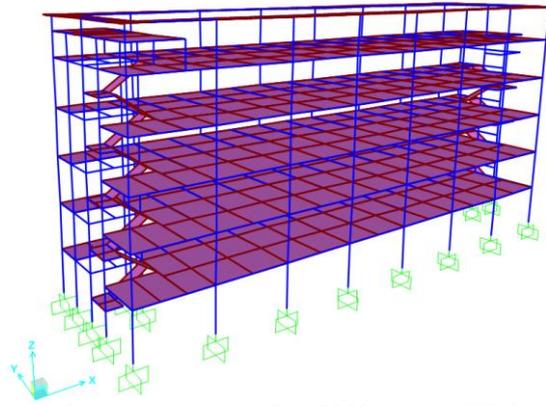
Struktur ERIC yang didesain diharapkan memenuhi *performance level* : “Operational” saat terjadi gempa sedang (DBE) dan “Immediate Occupancy (IO)” saat terjadi gempa kuat (MCE) dengan diambil nilai daktilitas 3 (Satyarno, 2011)  $R$  4.8 dan  $I_e$  1.5, selanjutnya dilakukan *preliminary design*



Gambar 13. Alur bagan kajian

sesuai dengan SNI 2847:2013 untuk struktur diambil ukuran awal sebagai berikut :

- Balok primer (L/12)
- bentang 13.2 m = 55 cm x 110 cm
- bentang 7.2 m = 60 cm x 85 cm
- bentang 4.6 m = 40 cm x 70 cm
- Balok sekunder (L/16)
- bentang 13.2 m = 45 cm x 85 cm
- bentang 7.2 m = 40 cm x 70 cm
- Kolom utama = 80 cm x 95 cm
- Kolom ruang lift = 85 cm x 85 cm



Gambar 14. Model Sap 2000 gedung ERIC



Gambar 15. Denah ukuran balok tipikal

Dalam memberikan keamanan dan kenyamanan dari struktur, diharapkan struktur memiliki arah modal pertama dan ke dua arah translasi dan modal tiga diijinkan berotasi, ditampilkan Tabel 4. Dalam SNI 1726:2012 pasal 7.9.1

diharapkan jumlah ragam untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% pada struktur ini digunakan 100 modal.

Tabel 4 Modal Participating Mass Rasio

	mode	Period	Ux	Uy	SumUx	Sum Uz	Rz
Mode	1	0.651094	0.79899	0.00929	0.79764	0.0014	0.0018
Mode	2	0.593399	0.01004	0.78964	0.79941	0.77704	0.00097
Mode	3	0.460966	0.0015	0.0012	0.80026	0.78746	0.79725
-sebagian tabel dengan jumlah MPMR belum memenuhi tidak ditampilkan (4-19)-							
Mode	20	0.149627	0.00035	0.00005559	0.92037	0.91457	0.11375

Dilihat dari tabel 4, modal pertama kedua didominasi translasi dan dilanjutkan rotasi di mode ketiga, untuk modal yang disertakan terlihat untuk dua puluh modal sudah cukup mewakili (diatas 90%), dilanjutkan menentukan periode alami dari struktur rangka beton pemikul momen,

$$T_a = (0.0466)(24.5)^{0.9} = 0.829 \text{ detik dan } T_c = 0.651 \text{ detik (uncrack)}$$

$C_u T_a = 1.1608$  detik, maka digunakan 0.829 detik,

$$C_s = \frac{0.795}{(4.8/1.5)} = 0.2484$$

$$C_{s_{max}} = \frac{0.446}{0.829(4.8/1.5)} = 0.1681 \text{ dan}$$

$$C_{s_{min}} = (0.044)(0.795)(1.5) = 0.0524$$

maka digunakan  $C_s = 0.1681$  dengan  $k = 1.164$   
 $W_{seismic} = 56636.163 \text{ kN}$  (diambil dari SAP2000)

Gaya geser dasar rencana untuk  $V = (0.1681)(56636.163) = 9520.539 \text{ kN}$

Desain struktur dilakukan dengan analisis spektrum respon ragam, dimana diambil gaya geser untuk analisis spektrum respon ragam

0.9V statik ekuivalen (SNI 1726:2012 mengijinkan 85%)

0.9 statik ekuivalen = (0.9) (9520.539) =8568.4851 kN

Analisis spektrum respon ragam X = 8573.353 kN dan Y = 8569.812kN > 8568.4851 kN (ok)  
 Hasil perhitungan menunjukkan bahwa dimensi yang dapat diterima dan direncanakan memenuhi syarat *strong column weak beam*, diharapkan sendi plastis yang terjadi terbentuk di ujung-ujung balok dan dasar kolom, untuk struktur rangka pemikul momen khusus (SRPMK) diatur dalam pasal 21.5 SNI 2847:2013 dengan syarat  $\sum M_{nc} \geq (1.2) \sum M_{nb}$ , dimana  $M_{nc}$  adalah kapasitas momen pada ujung pertemuan kolom dan  $M_{nb}$  adalah

kapasitas momen pada ujung balok selanjutnya struktur akan diperiksa defleksi, simpangan, dan ketidak beraturan torsi.

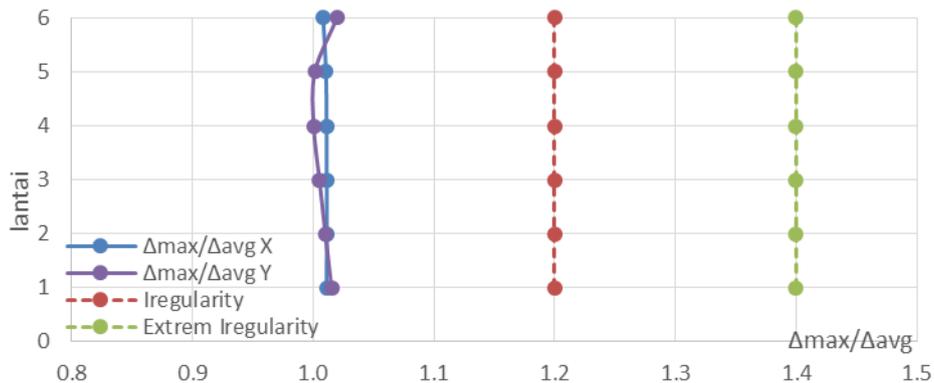
Simpangan antar tingkat desain ( $\Delta$ ) diatur dalam SNI 1726:2012 pasal 7.12.1 tabel 16, dimana untuk kategori resiko IV simpangan antar lantai ijin dibatasi 1%  $h_{sx}$  untuk gaya gempa, dan dicek ketidakberaturan torsi, untuk struktur yang memiliki *irregularity*, eksentrisitas rencana diperbesar dengan nilai  $A_x$ , dari Gambar 17 struktur termasuk *non-irregularity*, perhitungan ditampilkan pada tabel 5 dan tabel 6 untuk arah X, sedangkan untuk arah Y menggunakan cara yang sama.

Tabel 5 Pengecekan *Irregularity* arah X struktur R4.8

Lantai	$\delta_1$ (m)	$\delta_2$ (m)	$\Delta_1$ (m)	$\Delta_2$ (m)	$\Delta_{avg}$ (m)	$\Delta_{max}$ (m)	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$ (m)	<i>Irregularity</i>
dag	0.0289	0.0296	0.0016	0.0016	0.0016	0.0016	1.0082	No <i>Irregularity</i>
atp	0.0274	0.0280	0.0036	0.0037	0.0036	0.0037	1.0107	No <i>Irregularity</i>
4	0.0238	0.0243	0.0054	0.0055	0.0054	0.0055	1.0112	No <i>Irregularity</i>
3	0.0184	0.0188	0.0067	0.0069	0.0068	0.0069	1.0113	No <i>Irregularity</i>
2	0.0117	0.0120	0.0072	0.0073	0.0072	0.0073	1.0113	No <i>Irregularity</i>
1	0.0045	0.0046	0.0045	0.0046	0.0046	0.0046	1.0112	No <i>Irregularity</i>

Tabel 6 Perhitungan  $A_x$  untuk arah X struktur R4.8

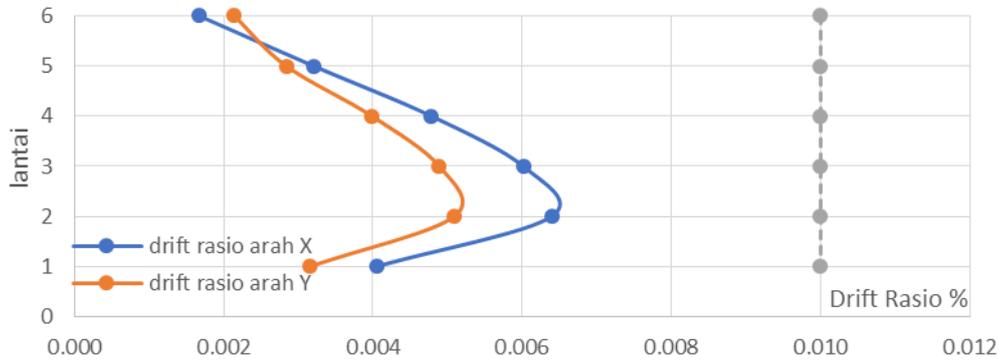
Lantai	$\delta_1$ (m)	$\delta_2$ (m)	$\delta_{avg}$ (m)	$\delta_{max}$ (m)	$A_x$	$A_x$ used
dag	0.0289	0.0296	0.0293	0.0296	0.7099	1
atp	0.0274	0.0280	0.0277	0.0280	0.7101	1
4	0.0238	0.0243	0.0241	0.0243	0.7102	1
3	0.0184	0.0188	0.0186	0.0188	0.7102	1
2	0.0117	0.0120	0.0118	0.0120	0.7102	1
1	0.0045	0.0046	0.0046	0.0046	0.7101	1



Gambar 17 Pengecekan *Irregularity* arah X dan Y struktur tanpa BI R4.8

Setelah pengecekan *irregularity*, dilanjutkan dengan pengecekan perpindahan, dan simpangan antar lantai sesuai level kinerja

yang ditetapkan ditampilkan pada Gambar 18, dari hasil terlihat bahwa struktur yang memiliki rasio *drift* yang nilainya dibawah rasio *drift* ijin (1%).



Gambar 18 Pengecekan rasio simpangan antar lantai struktur R4.8

Tabel 7 Perpindahan dan simpangan antar lantai arah X struktur R4.8

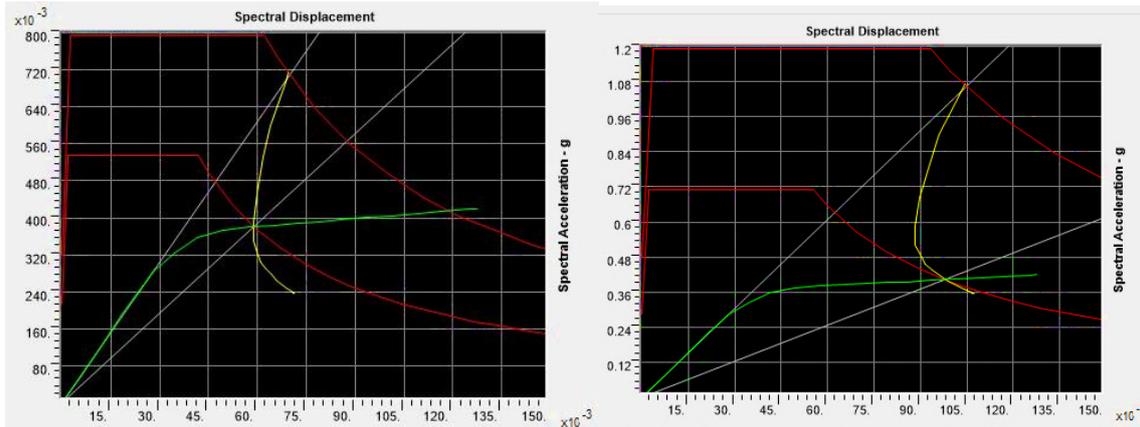
Lantai	hi (m)	hn (m)	$\delta_{xe}$ (mm)	Amplified $\delta_x$ (mm)	$\Delta_x$ (mm)	$\Delta a/p$ (mm)	rasio drift	status	rasio drift ijin
dag	24.5	3.5	29.590	108.497	5.845	35	0.002	<(ok)	0.01
atp	21	4.2	27.996	102.652	13.453	42	0.003	<(ok)	0.01
4	16.8	4.2	24.327	89.199	20.093	42	0.005	<(ok)	0.01
3	12.6	4.2	18.847	69.106	25.256	42	0.006	<(ok)	0.01
2	8.4	4.2	11.959	43.850	26.858	42	0.006	<(ok)	0.01
1	4.2	4.2	4.634	16.991	16.991	42	0.004	<(ok)	0.01

Setelah memenuhi, dilanjutkan penulangan dan pemasangan sendi plastis sesuai kapasitas penampang dan dapat dilanjutkan dengan analisis *pushover*, hasil dari *performance point*

CSM dengan *pushover* ditampilkan pada Tabel 8, step *pushover* ditampilkan pada Tabel 9 dan grafik CSM ditampilkan Gambar 19 untuk arah X, untuk arah Y menunjukan hasil yang serupa.

Tabel 8 Rekapitulasi *performance point* struktur dengan R 4.8

model	Gempa	arah	V (kN)	D (m)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sd (m)	Teff (detik)	Beff	$\mu$	Stat.
Jepit R4.8	DBE	X	18282.205	0.074	0.381	0.059	0.789	0.187	2.9	O
		Y	19003.514	0.071	0.404	0.054	0.735	0.193	4.07	O
	MCE	X	19768.062	0.121	0.403	0.098	0.989	0.255	4.4	IO
		Y	20417.582	0.119	0.424	0.092	0.933	0.26	6.3	IO



Gambar 19 CSM struktur dengan R 4.8 arah X DBE dan MCE

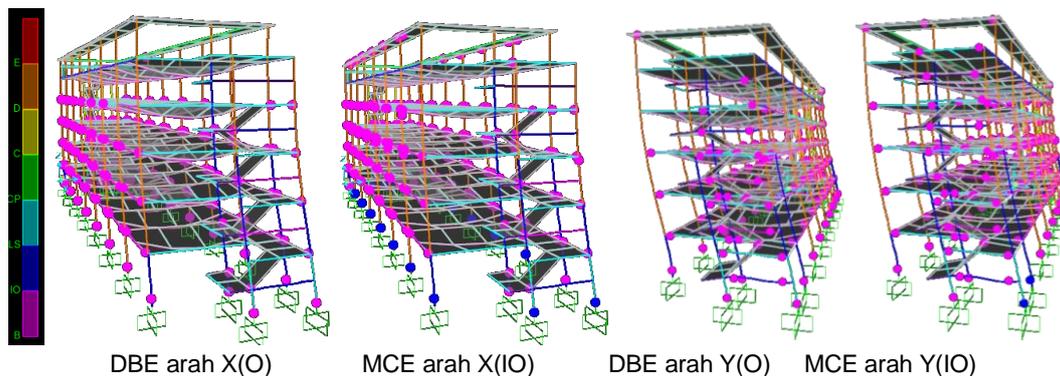
Tabel 9 Step *pushover* struktur dengan R 4.8 Arah X

L.Case	n	D (m)	V kN	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Total
pusx x	0	-0.0004	0.00	1200	0	0	0	0	0	0	0	1200
pusx x	1	-0.0075	2915.70	1200	0	0	0	0	0	0	0	1200
-tabel hasil step 2-9 <i>pushover</i> tidak ditampilkan -												
pusx x	10	-0.0812	18555.5	1043	157	0	0	0	0	0	0	1200 DBE
-tabel hasil step 11-13 <i>pushover</i> tidak ditampilkan-												
pusx x	14	-0.1150	19598.2	1005	192	3	0	0	0	0	0	1200
pusx x	15	-0.1243	19856.8	993	188	19	0	0	0	0	0	1200 MCE

Dari hasil *pushover* dengan CSM untuk struktur menggunakan R 4.8, memberikan hasil yang sesuai dengan target desain awal, dimana untuk gempa DBE struktur memiliki level kinerja *operational* dan saat gempa MCE berada pada level *immediate occupancy*.

*performance point* untuk MCE dan DBE dapat dilihat pada tabel 8, letak *step* terjadinya sendi plastis pada saat MCE dan DBE dilihat pada Tabel 9 dan Gambar 20, hasil rasio simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 21 memberikan hasil rasio simpangan antar lantai dibawah 1% IO.

Tahap selanjutnya dilihat nilai rasio simpangan antar lantai, *step* yang ditinjau saat mencapai

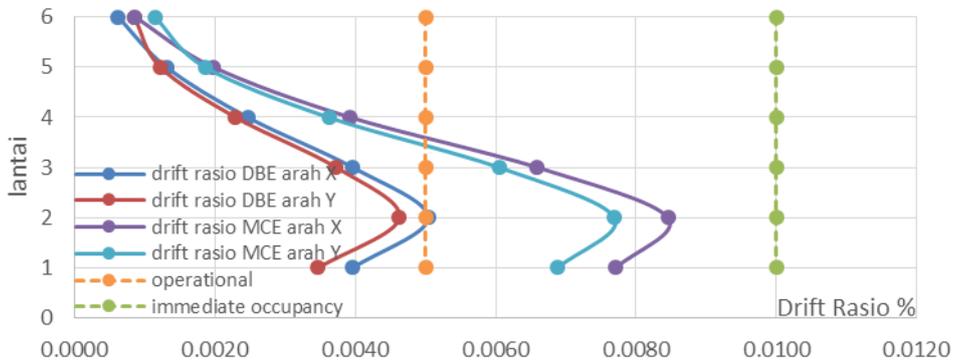


Gambar 20 Letak sendi plastis *pushover* DBE dan MCE arah X R4.8

Tabel 10 Perpindahan pada lantai Atas

model	Gempa	arah	perpindahan puncak (mm)	status	batas perpindahan(mm)
Jepit R4.8	DBE	X	80.5	<(ok)	245
		Y	74.9	<(ok)	245
	MCE	X	123.4	<(ok)	245

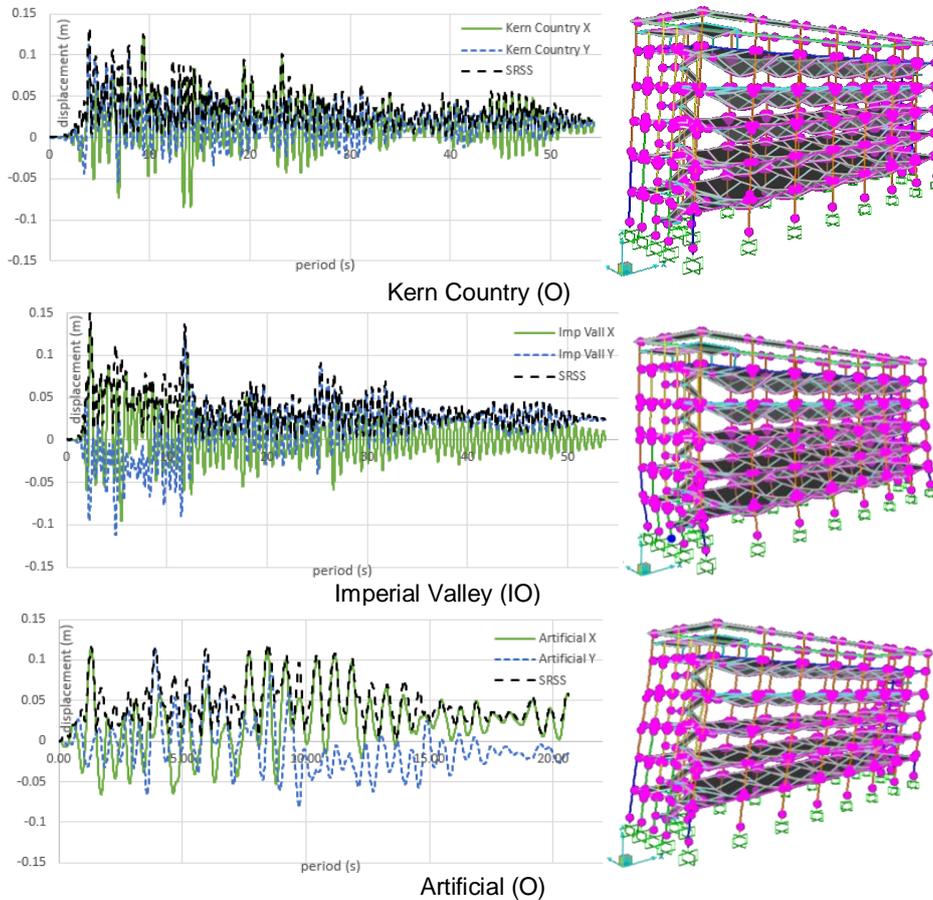
model	Gempa	arah	perpindahan puncak (mm)	status	batas perpindahan(mm)
		Y	113.6	<(ok)	245



Gambar 21 Pengecekan rasio simpangan antar lantai arah X dan Y R 4.8

Dari Tabel 10 menunjukan perpindahan inelastik pada puncak struktur dibawah perpindahan ijin 1%. Analisis nonlinier riwayat waktu (NLTHA) dilakukan terhadap struktur yang didesain nilai R 4.8, sendi plastis dan data penampang mengikuti data masukan dari *pushover*, analisis

menggunakan integrasi langsung dengan memasukan beban mati DL dan beban hidup LL sebagai kondisi awal (*initial condition*), rekaman gempa yang digunakan adalah Kern Country, Imperial Valley dan Artificial yang diskalakan terhadap gempa MCE.



Gambar 22 Displacement histories dan kondisi setelah struktur R4.8 mengalami gempa MCE

Hasil perpindahan dari analisis NLTHA untuk tiga rekaman gempa ditunjukkan pada Gambar 22 bagian kiri, setiap struktur memberikan hasil perpindahan terhadap waktu yang diambil nilai terbesar sesuai SNI 1726:2012 pasal 11.1.3, untuk setiap pasang *ground motion* ditinjau titik puncak diatas gedung, menggunakan nilai rata-rata dari *square-root-of-the-sum-of-the-squares* (SRSS), perpindahan saat  $t=3.94s$

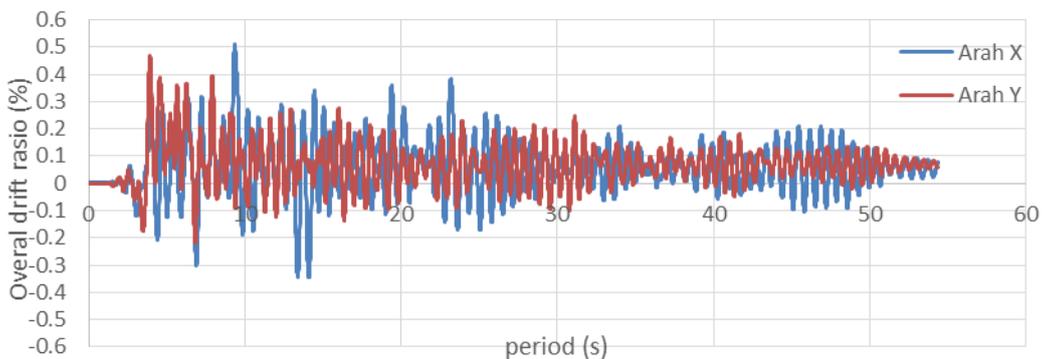
(terbesar) untuk Kern Country (R4.8) =  $\sqrt{0.072^2 + 0.114^2} = 0.138m$ , dimana nilai tersebut masih di bawah batas perpindahan yang diijinkan 0.245m. Gambar 22 bagian kanan menunjukan terbentuknya sendi plastis pada struktur setelah mengalami gempa, dimana perpindahan struktur maksimum dari tiga gempa tersebut masih berada dibawah 1% ditampilkan pada Tabel 10.

Tabel 10 Rekap hasil perpindahan pada puncak struktur

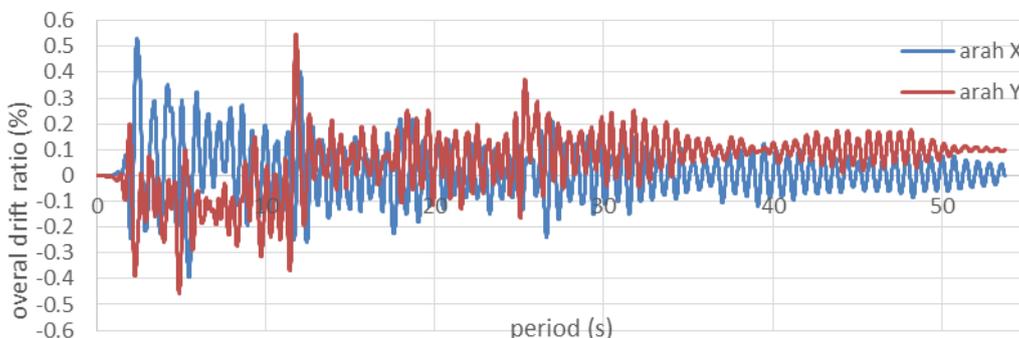
Model	Level Gempa	Gempa	Perpindahan max SRSS struktur (m)	level kinerja setelah gempa	Batas perpindahan Struktur
Jepit R4.8	MCE	Kern Country	0.134149991	O	1% 0.245
		Imp Vall	0.149017522	IO	
		Artificial	0.120801462	O	
		Max	0.149017522	<(ok)	

Selanjutnya dicek untuk *overall drift ratio* struktur, untuk tiga gempa tersebut ditampilkan pada gambar 23 sampai 25. tiga hasil analisis

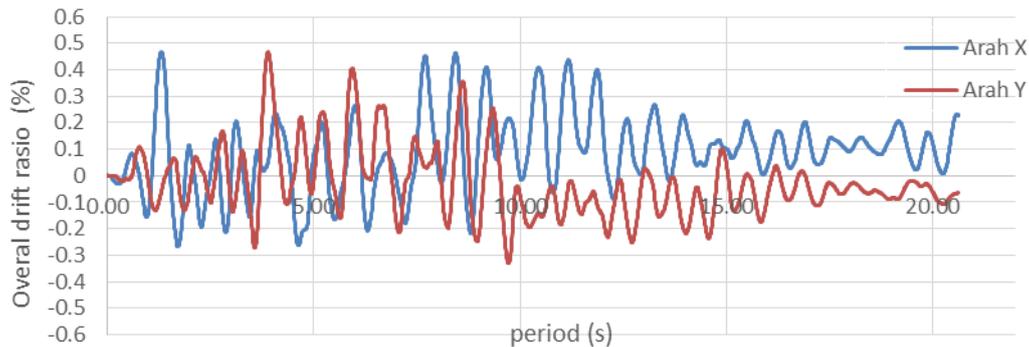
dengan rekaman gempa tersebut memberikan hasil diantara 0.5-1% maka struktur termasuk *immediate occupancy* (IO).



Gambar 23 Overall drift ratio struktur R4.8 Kern Country (IO)



Gambar 24 Overall drift ratio struktur R4.8 Imperial Valley (IO)



Gambar 25 Overall drift ratio struktur R4.8 Artificial (O)

## SIMPULAN

Bangunan penting dengan kategori resiko IV yang didesain menggunakan level kinerja "operational" dimana rasio drift menurut FEMA 356 0-0.5%, dengan menggunakan nilai daktilitas  $\mu$  3 atau R 4.8 serta menggunakan  $I_e$  1.5, sudah dapat memenuhi performance level sesuai yang diharapkan, dengan performance level : "operational" saat terjadi gempa sedang (DBE) dan "Immediate Occupancy (IO)" saat

terjadi gempa kuat (MCE) terpenuhi, menggunakan hasil dari capacity spectrum method, parameter batas penerimaan elemen dan rasio simpangan antar lantai menurut FEMA 356, sehingga saat terjadi gempa rencana bangunan dapat difungsikan semestinya dan tidak terjadi kerusakan besar sehingga mengurangi korban jiwa dan biaya perbaikan dari struktur.

## DAFTAR RUJUKAN

- [1] Applied Technology Council. 1996. *ATC 40 - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Redwood City, California, U.S.A.
- [2] ASCE/SEI 7-16. 2016. American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, Reston, Virginia.
- [3] ASCE/SEI 41-13. 2014. American Society of Civil Engineers. *Seismic rehabilitation of existing building*, Reston, Virginia.
- [4] BMKG. *Badan Meteorologi, Klimatologi dan Geofisika Pusat Gempa Bumi dan Tsunami*. <http://repogempa.bmkg.go.id>. Diakses 2 september 2017.
- [5] Building Seismic Safety Council, 1997. *NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings (FEMA P-273)*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [6] Building Seismic Safety Council, 1997. *NEHRP Comentary On The Guidelines For The Seismic Rehabilitation of Building (FEMA P-356)*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [7] Building Seismic Safety Council, 2006. *NEHRP Recommended Seismic Provisions : Design Examples (FEMA 451)*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [8] CSI. SAP 2000 (Version 18.2.0) [Computer Software]. Computers and Structures, Inc., Berkeley,
- [9] *Desain Spektra Indonesia*, [http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/). Diakses 21 Juli 2017

- [10] Kalkan, E., dan Chopra, K. A., 2010, *Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures*, EERI
- [11] Pawirodikromo, W. 2012, *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*, Pustaka Pelajar, Yogyakarta.
- [12] PEER. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*. <http://ngawest2.berkeley.edu/> . Diakses 21 Juli 2017
- [13] Powell, G. H. 2007. *Performance Based Design Using Nonlinear Analysis Perform 3D*, Presentation CSI, University of California Berkeley.
- [14] Satyarno, I., 2011, *Seismic Risk of Important Buildings (Case: Hospitals in Indonesia Recent Earthquakes)* .Conference: The 2<sup>nd</sup> International Performance Based Design... (Boby/hal. 189-204) Conference on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation , Surabaya, Indonesia
- [15] Seismosof. SeismoArtif (Version 2016) [Computer Software]. Seismosoft Ltd. Pavia,
- [16] SNI 1726:2012, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- [17] SNI 2847:2013, 2013, *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.
- [18] SNI 1727:2013, 2013 *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung* Badan Standarisasi Nasional, Jakarta