

STUDI ANALISIS BEBAN DORONG UNTUK GEDUNG BETON BERTULANG

Yosafat Aji Pranata^[1], Djoni Simanta^[2]

ABSTRAK

Perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa di negara Indonesia menjadi suatu hal yang sangat penting mengingat sebagian besar wilayah Indonesia terletak dalam wilayah gempa dengan intensitas moderat hingga tinggi. Trend terbaru perencanaan bangunan tahan gempa saat ini adalah perencanaan berbasis kinerja (*Performance-Based Design*). Konsep perencanaan berbasis kinerja merupakan kombinasi dari aspek tahanan dan aspek layan.

Dalam studi ini enam buah gedung beton bertulang dengan sistem struktur rangka pemikul momen dengan kriteria khusus dan menengah, bertingkat sepuluh, yang terdiri dari gedung beraturan (simetris) dan gedung tidak beraturan (simetris), didesain sesuai Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung [SNI 1726, 2002] dan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung [SNI 03-2874, 2002]. Perilaku seismik struktur-struktur ini dievaluasi dengan menggunakan analisis beban dorong (*static nonlinear/pushover analysis*) dan analisis riwayat waktu (*inelastic dynamic time history analysis*).

Hasil studi menunjukkan analisis beban dorong menghasilkan daktilitas (μ_{Δ}) dan faktor reduksi gempa (R) aktual yang lebih besar daripada μ_{Δ} dan R desain, sehingga analisis beban dorong cukup rasional untuk digunakan dalam menentukan daktilitas dan faktor R struktur gedung beton bertulang beraturan. Pada target peralihan yang sama, gedung yang didesain dengan SRPMK menghasilkan gaya geser dasar lebih kecil daripada gedung yang didesain dengan SRPMM. Hasil evaluasi *performance-based design* menunjukkan bahwa seluruh gedung yang ditinjau termasuk dalam tingkat kinerja *Damage Control* sehingga gedung berada pada kategori yang dalam pascagempa kerusakan yang terjadi bervariasi diantara tingkat kinerja *Immediate Occupancy* dan *Life Safety*, resiko korban jiwa sangat rendah, struktur bangunan boleh rusak, namun tidak runtuh. Sedangkan hasil analisis riwayat waktu menunjukkan untuk seluruh gedung yang dianalisis dengan gempa El Centro 1940, Flores 1992 dan Pacoima Dam 1971 peralihan, *drift* dan rotasi sendi plastis yang terjadi belum melampaui batas ijin, sedangkan untuk gempa Bucharest menghasilkan peralihan dan *drift* yang melampaui kinerja batas ultimit, gedung di wilayah 4 menghasilkan rotasi sendi plastis yang belum melampaui batasan ijin dan gedung di wilayah 6 rotasi telah melampaui.

Kata Kunci : Analisis Beban Dorong, Analisis Riwayat Waktu, Gedung Beraturan, Gedung Tidak Beraturan.

1 PENDAHULUAN

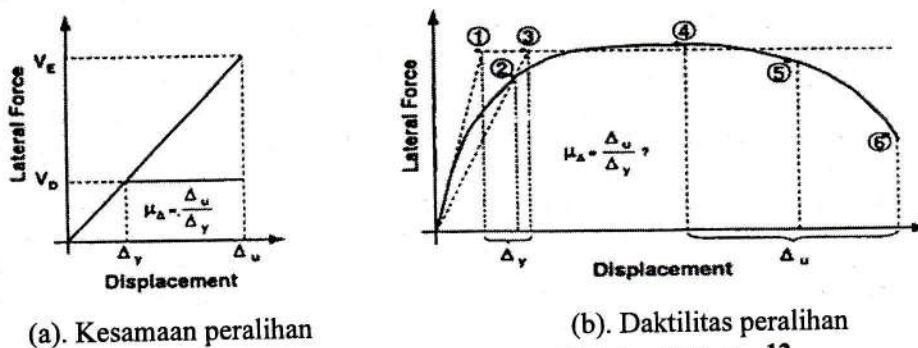
1.1 Latar Belakang

Beberapa metode analisis untuk perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa, baik itu elastik (*linear*) dan inelastik (*nonlinear*) dapat digunakan untuk memprediksi perilaku struktur terhadap beban lateral. Metode analisis elastik meliputi analisis statik ekuivalen (*linear static equivalent*) dan analisis dinamik respons spektrum (*linear dynamic response spectrum*), sedangkan metode analisis inelastik meliputi analisis beban dorong

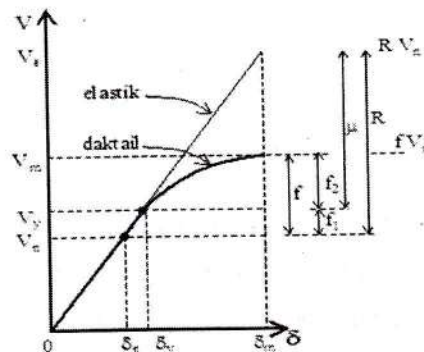
(static nonlinear/pushover analysis) dan analisis riwayat waktu (inelastic dynamic time history analysis).

1.2 Kelemahan Metode Analisis Elastik

Beberapa kelemahan metode analisis elastik, yaitu gaya gempa pada tingkat elastik direduksi dengan suatu faktor reduksi gempa (R) untuk memprediksi kondisi inelastik yang diinginkan. Reduksi ini berdasarkan pada konsep kesamaan peralihan dengan asumsi histeresis elastio-plastis, seperti terlihat pada gambar 1. Kapasitas peralihan inelastik pada umumnya diukur dengan daktilitas peralihan (μ). Pendekatan ini kurang cocok, karena kurva histeresis untuk penampang beton bertulang bentuknya tidak elasto-plastis. Kelemahan lain, yaitu kurang jelasnya definisi titik pertama leleh dan peralihan maksimum struktur. Beberapa asumsi definisi titik peralihan saat pertama leleh, diantaranya dapat dilihat pada gambar 1. Dengan adanya beberapa kelemahan ini, maka penentuan besarnya daktilitas menjadi sangat bervariasi dan daktilitas yang terjadi sulit dibandingkan dengan faktor daktilitas yang digunakan pada saat reduksi gempa elastik (R). Kapasitas daktilitas bergantung pada banyak faktor, yaitu gaya aksial, rasio penulangan, geometri struktur, kapasitas regangan maksimum, panjang daerah sendi plastis dan kondisi pondasi.



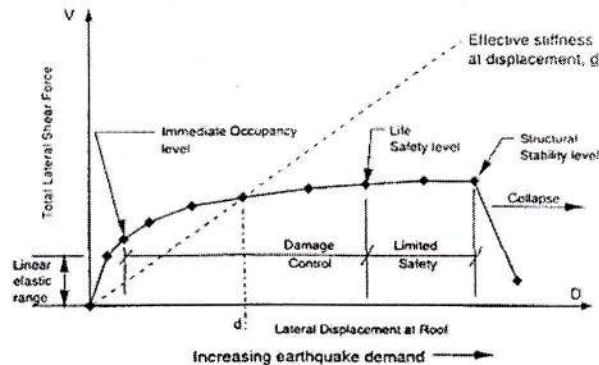
Gambar 1.1 Konsep yang diajukan Priestley¹².



Gambar 1.2 Diagram beban dan simpangan SNI 1726-2002⁴.

1.3 Kinerja Struktur

Tingkat kinerja struktur dalam Gambar 1.3 menunjukkan tingkat kinerja yang diinginkan pada tingkat kekuatan gempa tertentu untuk elemen struktur dan elemen non-struktur. Kinerja bangunan terdiri dari dua elemen yaitu elemen struktur dan elemen non-struktur. Untuk elemen struktur tingkat kerusakan terbagi menjadi lima tingkat, mulai dari kerusakan yang sangat kecil sampai dengan keruntuhan parsial, sedangkan untuk elemen non-struktur juga terbagi menjadi empat tingkat mulai dari kondisi tetap elastik, kerusakan sangat kecil dan kerugian ekonomi 0-10 % sampai dengan kerusakan total. Tingkat kinerja struktur secara keseluruhan sesuai ATC-40⁶ adalah gabungan antara kinerja kedua elemen struktur dan non-struktur. Kinerja bangunan juga bergantung pada tingkat kekuatan gempa, dalam hal ini dibagi menjadi tiga tingkat, yaitu beban gempa sedang, beban gempa rencana dan beban gempa kuat dengan masing-masing periode ulang 75, 500 dan 2500 tahun.



Gambar 1.3 Kurva kapasitas [ATC-40].

Analisis riwayat waktu pada saat ini dianggap terlalu kompleks serta tidak praktis untuk diterapkan dalam desain struktur gedung. Kemudian muncul metode analisis nonlinear yang disederhanakan yaitu analisis beban dorong. Beberapa prosedur analisis beban dorong antara lain metode *capacity spectrum* (ATC-40) dan metode *displacement coefficient* (FEMA 273), kemudian mengalami perbaikan pada FEMA 440¹⁴.

1.4 Ruang Lingkup Penulisan

Studi menggunakan batasan sebagai berikut :

1. Pemodelan struktur berupa gedung beton bertulang.
2. Klasifikasi gedung beraturan dan tidak beraturan 10 lantai.
3. Gedung terletak di wilayah gempa 4 dan 6 di Indonesia, jenis tanah keras.
4. Pembebanan gempa sesuai SNI 1726-2002.
5. Analisis beban dorong menggunakan program *ETABS* untuk seluruh model gedung.

6. Analisis riwayat waktu menggunakan program *DRAIN-2D* untuk gedung beraturan.

1.5 Tujuan Penulisan

Tujuan studi sebagai berikut :

1. Mengevaluasi perilaku seismik struktur dengan menggunakan Analisis Beban Dorong untuk seluruh model gedung.
2. Mengevaluasi *Performance-Based Design* untuk model *ETABS* sesuai ATC-40.
3. Mengevaluasi perilaku seismik struktur dengan menggunakan Analisis Riwayat Waktu untuk gedung beraturan.

2 TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pemodelan, Analisis dan Desain

Dalam perancangan struktur bangunan gedung, dilakukan analisis dinamik 3D untuk mengetahui karakteristik dinamik gedung dan mendapatkan jumlah luas tulangan nominal untuk desain.

Pemodelan, analisis dan desain menggunakan program *ETABS v8.4.7* lisensi Universitas Katolik Parahyangan, sesuai SNI 1726-2002 dan SNI 03-2847-2002 dengan analisis dinamik spektrum respons^{1,4} dengan jumlah ragam 18, dimana nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama (dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal).

Faktor partisipasi massa, yaitu translasi sumbu-x, translasi sumbu-y dan rotasi sumbu-z harus memenuhi syarat partisipasi massa ragam efektif minimum 90%.

Efek P-Delta diperhitungkan dalam studi ini. Parameter yang digunakan adalah metode *non iterative based on mass*, karena metode iterasi yang digunakan adalah berdasarkan massa dan sistem struktur menggunakan model *rigid diaphragm*, yaitu massa struktur dipusatkan pada satu titik nodal tiap lantai.

Kombinasi pembebanan untuk desain ada 4 macam yaitu sebagai berikut : (a). 1,4DL; (b). 1,2DL + 1,6LL; (c). 1,2DL + f.LL ± E; di mana $f = 0,5$ karena $L < 500 \text{ kg/m}^2$ dan (d). 0,9DL ± E.

2.2 Analisis Beban Dorong

Adalah suatu analisis statik nonlinier di mana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat

massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastik yang besar sampai mencapai kondisi plastis.

Tujuan dari analisis beban dorong adalah mengevaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban Gempa Rencana, yaitu memperoleh nilai μ_{Δ} aktual dan R aktual struktur, memperlihatkan kurva kapasitas (*capacity curve*) dan memperlihatkan skema kelelahan (distribusi sendi plastis) yang terjadi.

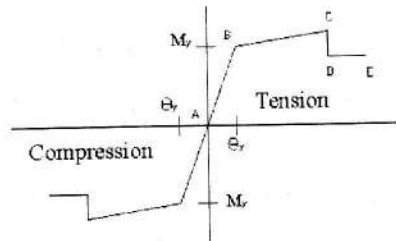
Tahapan analisis sebagai berikut :

1. Menentukan tipe dan besar beban.
 - a. Beban Gravitasi. Tipe beban adalah beban mati (DL dan SDL) yang tidak diskalakan lagi sehingga skala = 1 dan beban hidup (LL) dengan skala 0,3.
 - b. Kontrol peralihan. Kontrol peralihan menggunakan batasan *drift* sesuai kinerja batas ultimit⁴ dikalikan tinggi total gedung. Pola beban yang digunakan adalah pola beban arah utama gedung yang tidak diskalakan lagi sehingga skala = 1.
2. Melakukan Analisis beban dorong. Dari analisis ini didapat kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya geser dasar terhadap peralihan, yang memperlihatkan perubahan perilaku struktur dari linier menjadi non-linier, berupa penurunan kekakuan yang diindikasikan dengan penurunan kemiringan kurva akibat terbentuknya sendi plastis pada kolom dan balok.

2.2.1 Hinge Properties

Pemodelan sendi digunakan untuk mendefinisikan perilaku nonlinier *force-displacement* dan/atau momen-rotasi yang dapat ditempatkan pada beberapa tempat berbeda di sepanjang bentang balok atau kolom. Pemodelan sendi adalah rigid dan tidak memiliki efek pada perilaku linier pada member.

Dalam studi ini, elemen kolom menggunakan tipe sendi *default-PMM*, dengan pertimbangan bahwa elemen kolom terdapat hubungan gaya aksial dengan momen (diagram interaksi P-M). Sedangkan untuk elemen balok menggunakan tipe sendi *default-M3*, dengan pertimbangan bahwa balok efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3), sehingga diharapkan sendi plastis terjadi pada balok.



Gambar 2.1 *Default-M3 dan Default-PMM hinge properties*

2.2.2 Distribusi Sendi Plastis

Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Sendi plastis pada model struktur terjadi pada elemen balok dan kolom. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah, maka untuk desain pada struktur bangunan gedung berdaktilitas penuh, mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi. Artinya, sendi plastis pada elemen kolom hanya boleh terjadi pada kolom lantai dasar saja.

Secara garis besar, evaluasi analisis beban dorong dilakukan untuk mendapatkan urutan mekanisme kelelahan, tujuan yang diharapkan adalah sendi plastis hanya terjadi pada elemen balok dan elemen kolom lantai dasar.

2.2.3 Daktilitas Struktur (μ_{Δ}) dan Faktor Reduksi Gempa (R) Aktual

Selanjutnya dilakukan evaluasi perilaku seismik struktur terhadap beban Gempa Rencana untuk memperoleh nilai μ_{Δ} aktual dan R aktual struktur (kurva beban-simpangan lihat gambar 2). Perhitungan menggunakan persamaan sesuai SNI 1726-2002,

$$R = f \cdot \mu_{\Delta} \tag{1}$$

$$\mu_{\Delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \tag{2}$$

di mana : $f = 1,6$

μ_{Δ} = daktilitas struktur

δ_y = peralihan atap pada saat leleh pertama

δ_u = peralihan atap pada kondisi ultimit

2.2.4 Evaluasi *Performance-Based Design*

Kurva kapasitas dari hasil analisis beban dorong selanjutnya digunakan untuk evaluasi *performance-based design*. Tahapan dalam evaluasi ini dilakukan sesuai prosedur B

ATC-40⁶. Sedangkan parameter yang digunakan pada program *ETABS* untuk plot *demand spectrum* sesuai SNI 1726-2002⁴.

Desain berbasis kinerja (*Performance-based design*) adalah metode yang didasarkan pada adanya hubungan tunggal antara tahanan, simpangan dan waktu getar struktur, sehingga perilaku struktur bangunan tahan gempa dapat dikendalikan berdasarkan pada nisbah simpangannya saja akibat beban Gempa Rencana. Dengan memperhatikan pengaruh orde kedua, upaya pengendalian nisbah simpangan dipandang sebagai pengendalian terhadap kerusakan struktur bila terjadi Gempa Rencana.

Dalam studi kasus ini, struktur gedung dikategorikan sebagai bangunan baru (tipe A), dengan batasan redaman efektif (β_{eff}) maksimum yang diijinkan sesuai ATC-40 adalah sebesar 40%. Redaman efektif adalah nilai redaman efektif yang menyatakan tingkatan realistik dari suatu estimasi nilai redaman.

Penentuan tingkat kinerja struktur gedung ditinjau berdasarkan nilai *drift* yang terjadi. Batasan *drift* sesuai klasifikasi *deformation limits* sesuai ATC-40.

2.3 Analisis Riwayat Waktu

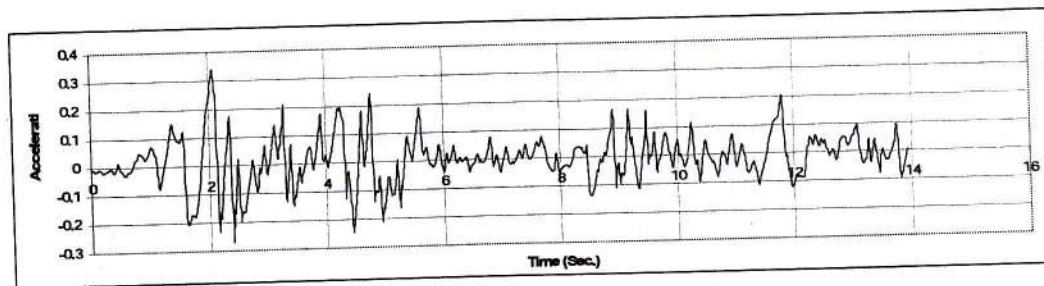
Beban gempa merupakan fungsi dari waktu, sehingga respon yang terjadi pada struktur gedung juga tergantung dari waktu pembebanan. Akibat beban Gempa Rencana maka struktur akan berperilaku inelastik. Untuk mendapatkan respon struktur tiap waktu dengan memperhitungkan perilaku nonlinier, maka dilakukan analisis riwayat waktu inelastik nonlinier dengan analisis langkah demi langkah (metode integrasi bertahap). Dalam studi kasus ini, beban gempa menggunakan rekaman gempa El Centro 1940, Bucharest 1977, Flores 1992 dan gempa Pacoima Dam 1971.

Program yang digunakan adalah *DRAIN-2D*⁹. Analisis menggunakan 4 macam gempa yang diskalakan intensitasnya terhadap amplitudo maksimum percepatan tanah (A_0) pada kurva respons spektrum SNI 1726-2002 saat $T = 0$. Perhitungan skala intensitas sebagai berikut, untuk gempa El-Centro percepatan puncak tanah asli = 0,3417g, sedangkan percepatan puncak tanah keras untuk wilayah gempa 4 = 0,24g, maka skala gempa = $\frac{0,24}{0,3417} \cdot 1 = 0,7024$ g, selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 2.1.

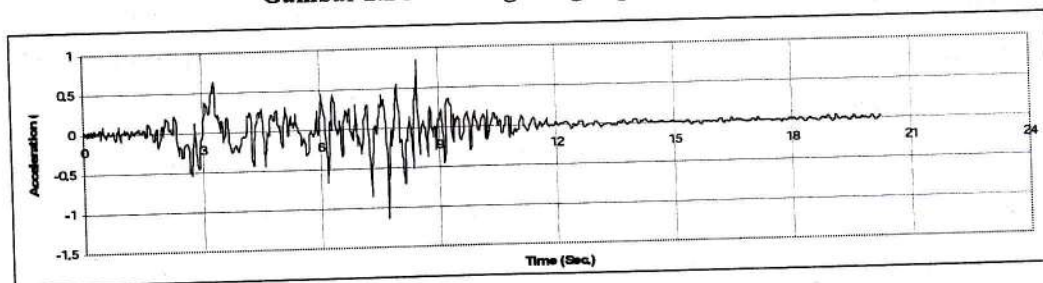
Tabel 2.1 Percepatan Puncak Tanah Asli, wilayah 4 dan wilayah 6.

Percepatan Gempa	Perc. Puncak Tanah Asli (g)	Wilayah 4		Wilayah 6	
		Percepatan Puncak Tanah (g)	Skala Gempa Rencana (g)	Percepatan Puncak Tanah (g)	Skala Gempa Rencana (g)
El Centro	0,3417	0,24	0,7024	0,33	0,9658
Bucharest	0,2015	0,24	1,1911	0,33	1,6377
Pacoima	1,1469	0,24	0,2093	0,33	0,2877
Flores	0,1300	0,24	1,8462	0,33	2,5385

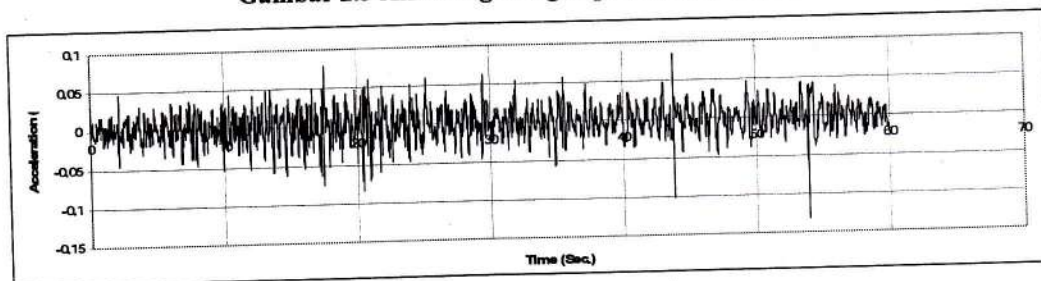
Seluruh file dengan variasi cara desain, sistem struktur, jumlah grid dan percepatan gempa yang dikerjakan dengan *DRAIN-2D* semuanya berjumlah 24 *running*. Evaluasi perilaku seismik struktur dilakukan dengan meninjau hasil analisis berupa peralihan, *drift*, dan rotasi sendi plastis yang terjadi.



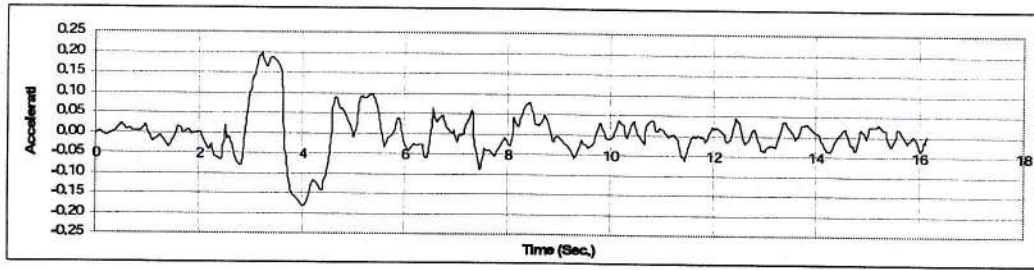
Gambar 2.2 Akselerogram gempa El Centro 1940.



Gambar 2.3 Akselerogram gempa Pacoima Dam 1971.



Gambar 2.4 Akselerogram gempa Flores 1992.



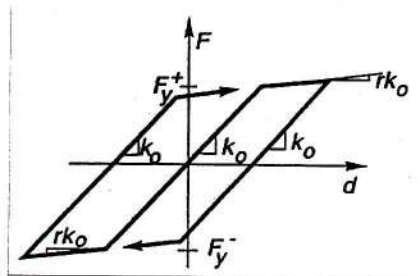
Gambar 2.5 Akselerogram gempa Bucharest 1977.

2.3.1 Massa

Massa terpusat pada titik hubung elemen struktural. Massa secara proporsional dengan beban gravitasi W/g , dengan nilai $g = 9,81 \text{ m/det}^2$. Karena gedung termasuk klasifikasi beraturan, maka digunakan model *rigid diaphragm*, yaitu massa dipusatkan pada satu titik nodal untuk tiap lantainya. Perhitungan presentase massa bangunan yang masuk pada rangka 2D sesuai dengan *tributary area*.

2.3.2 Kurva Histeresis

Kurva histeresis menyatakan respons riwayat waktu elemen struktur akibat beban dinamik, yang merupakan beban yang bersifat *loading* dan *unloading*. Model kurva histeresis pada program *DRAIN-2D* untuk elemen beton bertulang adalah model bilinear, memperhitungkan *strain hardening* setelah elemen struktur mengalami leleh. Pada studi ini, model histeresis menggunakan faktor bilinear 1 %.



Gambar 2.6 Kurva histeresis bilinear.

2.3.3 Redaman

Model redaman pada program *DRAIN-2D* menggunakan model redaman Rayleigh di mana matrik redaman struktur diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$[C] = \alpha.[M] + \beta.[K] \quad (3)$$

di mana $[C]$ adalah matrik redaman struktur, $[M]$ adalah matrik massa dan $[K]$ adalah matrik kekakuan struktur. Koefisien α adalah koefisien redaman yang berhubungan dengan massa

dan β adalah koefisien redaman yang berhubungan dengan kekakuan, yang dihitung untuk memberikan tingkat yang dibutuhkan redaman viscous pada dua frekuensi yang berbeda, didapat dari nilai mode pertama dan mode kedua dari vibrasi bebas.

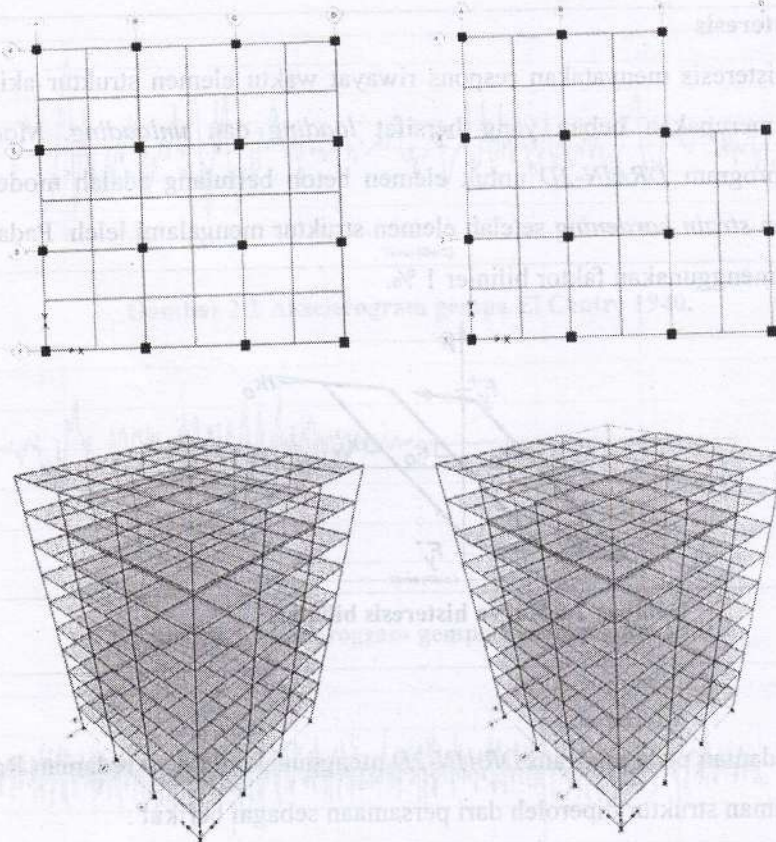
3 STUDI KASUS DAN PEMBAHASAN

Studi kasus menggunakan model gedung dengan sistem struktur balok-kolom, 10 lantai, fungsi untuk perkantoran ($I = 1$). Tinggi lantai dasar 4 meter, tinggi lantai 2-10 3,6 meter, jumlah bentang 3x3 bentang @ 8 meter. Mutu beton $f_c' = 30$ MPa, mutu baja $f_y = 400$ MPa, $f_{ys} = 240$ MPa (Balok) dan $f_{ys} = 400$ MPa (Kolom). Pelat menggunakan tebal 12 cm, dengan beban mati (SDL) untuk pelat lantai 140 kg/m^2 , beban hidup pelat 250 kg/m^2 (lantai) dan 100 kg/m^2 (atap).

Dimensi dan ukuran penampang sebagai berikut :

- Kolom, untuk lantai 1-5 menggunakan ukuran $80 \times 80 \text{ cm}^2$, lantai 6-10 : $70 \times 70 \text{ cm}^2$.
- Balok induk : $40 \times 60 \text{ cm}^2$, dan balok anak : $30 \times 60 \text{ cm}^2$ untuk seluruh lantai.

Model struktur yang digunakan pada studi ini sebagai berikut :



(a). Gedung beraturan.

(b). Gedung tidak beraturan.

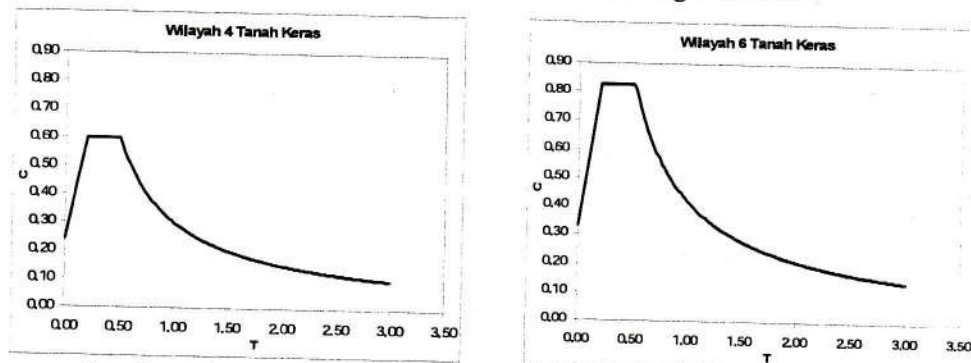
Gambar 3.1 Tampak atas dan model 3D struktur.

Struktur gedung di wilayah 4 didesain berdasarkan sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) dan khusus (SRPMK), sedangkan struktur gedung di wilayah 6 didesain berdasarkan SRPMK. Rangka yang didesain semuanya berjumlah 6 buah, yaitu 3 buah gedung beraturan dan 3 buah gedung tidak beraturan.

Tabel 3.1 Klasifikasi tipe gedung, faktor daktilitas μ_{Δ} dan reduksi gempa R.

Tipe	Klasifikasi	Wilayah	Sistem Struktur	μ_{Δ}	R
Tipe-I	Beraturan	4	SRPMM	3,3	5,5
Tipe-II	Beraturan	4	SRPMK	5,2	8,5
Tipe-III	Beraturan	6	SRPMK	5,2	8,5
Tipe-IV	Tidak Beraturan	4	SRPMM	3,3	5,5
Tipe-V	Tidak Beraturan	4	SRPMK	5,2	8,5
Tipe-VI	Tidak Beraturan	6	SRPMK	5,2	8,5

Spektrum respons Gempa Rencana 500 tahun sebagai berikut :



Gambar 3.2 Spektrum respons Gempa Rencana wilayah 4 dan 6 untuk tanah keras.

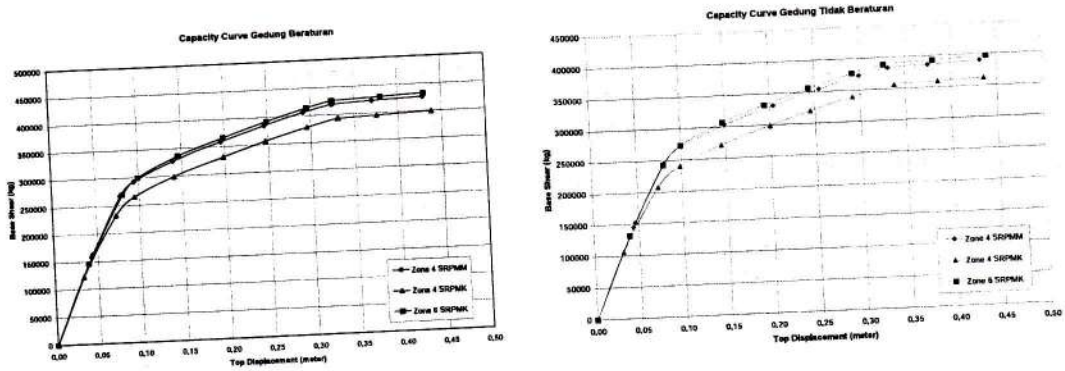
Hasil analisis memperlihatkan karakteristik dinamik struktur gedung untuk 3 ragam pertama ditampilkan dalam Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Modal Participating Mass Ratio.

Ragam	T (detik)	UX	UY	RZ
A. Gedung Beraturan.				
1	2,4475	1,0506	78,2359	0
2	2,4475	78,2359	1,0506	0
3	2,0263	0	0	79,2631
B. Gedung Tidak Beraturan.				
1	2,4254	39,5884	39,5884	0
2	2,4214	39,5964	39,5964	0,0303
3	2,0151	0,0172	0,0172	79,0907

3.1 Analisis Beban dorong

Hasil analisis menunjukkan bahwa seluruh model gedung yang ditinjau distribusi sendi plastis hanya terjadi pada elemen balok dan kolom lantai dasar. Sendi plastis yang terjadi masih termasuk dalam kategori *LS-CP*, artinya gedung yang didesain dalam studi ini masih memenuhi persyaratan, karena gedung didesain untuk perkantoran.



Gambar 3.3 Kurva kapasitas (*capacity curve*).

Dari hasil diatas dapat dilihat bahwa struktur gedung di wilayah 4, desain dengan sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) menghasilkan gaya geser lebih besar daripada desain dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

Perhitungan nilai daktilitas struktur dan faktor reduksi gempa aktual selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 3.3.

Tabel 3.3 Gaya geser, μ_{Δ} dan R aktual struktur.

	Gedung					
	Tipe-I	Tipe-II	Tipe-III	Tipe-IV	Tipe-V	Tipe-VI
δy (m)	0,0429	0,0332	0,0397	0,0437	0,0318	0,0397
δu (m)	0,4286	0,4383	0,4300	0,4322	0,4359	0,4392
μ_{Δ}	9,99	13,20	10,83	9,89	13,71	11,06
R	15,99	21,12	17,33	15,82	21,93	17,70

Hasil ini menunjukkan bahwa nilai daktilitas (μ_{Δ}) aktual dan R aktual hasil analisis beban dorong ini lebih besar daripada μ_{Δ} dan R desain, sehingga model struktur lebih daktil.

3.2 Evaluasi *Performance-Based Design*

Hasil evaluasi ditampilkan dalam Tabel 3.4.



Tabel 3.4 Evaluasi performance based design sesuai ATC-40.

Gedung	Wilayah Gempa	Sistem Struktur	Gaya Geser Dasar (kg)	Performance Point		
				V (Kg)	D (m)	β_{eff} (%)
Tipe I	4	SRPMM	187766,03	370179,4	0,217	26,6
Tipe II	4	SRPMK	121496,28	346240,9	0,227	26,8
Tipe III	6	SRPMK	169098,38	425596,1	0,332	29,2
Tipe IV	4	SRPMM	170535,02	323557,5	0,190	27,7
Tipe V	4	SRPMK	110807,45	299240,6	0,201	28,2
Tipe VI	6	SRPMK	154236,00	376805,6	0,293	30,0

Sedangkan klasifikasi keamanan sesuai *deformation limit* ATC-40 ditampilkan dalam Tabel 3.5.

Tabel 3.5 Klasifikasi keamanan sesuai ATC-40.

Gedung	D (m)	h (m)	<i>drift ratio</i>	<i>Performance Level</i>
Tipe I	0,217	36,4	0,00596	<i>Damage Control</i>
Tipe II	0,227	36,4	0,00624	<i>Damage Control</i>
Tipe III	0,332	36,4	0,00912	<i>Damage Control</i>
Tipe IV	0,190	36,4	0,00522	<i>Damage Control</i>
Tipe V	0,201	36,4	0,00552	<i>Damage Control</i>
Tipe VI	0,293	36,4	0,00805	<i>Damage Control</i>

Hasil menunjukkan bahwa seluruh gedung yang didesain termasuk dalam kategori *Damage Control*, berarti gedung berada dalam kategori *range* antara *performance level Immediate Occupancy* dan *Life Safety*. Dalam kategori ini pemodelan struktur bangunan baru sesuai pemodelan dengan beban gempa rencana dengan nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 10% atau nilai beban gempa yang perioda ulangnya adalah 500 tahun. Kategori *Damage Control* juga masih mempunyai *demand* yang cukup dan lebih besar daripada kategori *Life Safety*.

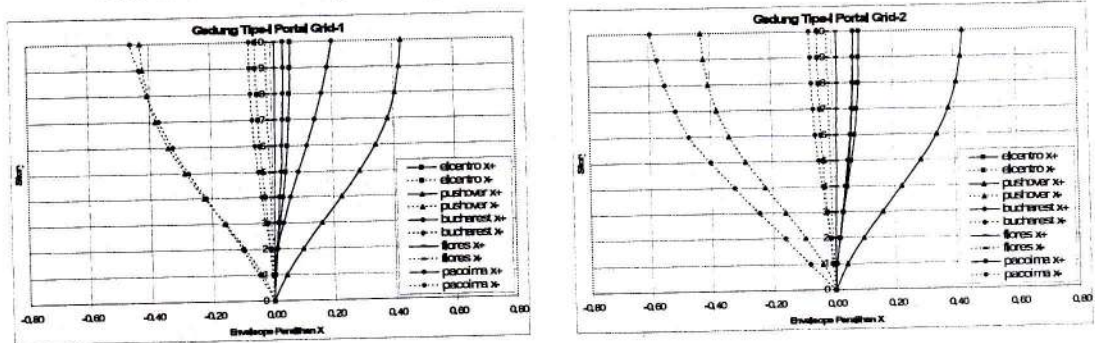
Nilai redaman efektif (β_{eff}) yang diperoleh semua tipe gedung lebih kecil dari batasan redaman efektif (β_{eff}) maksimum yang diijinkan yaitu sebesar 40% (Gedung Baru/Tipe A).

3.3 Analisis Riwayat Waktu

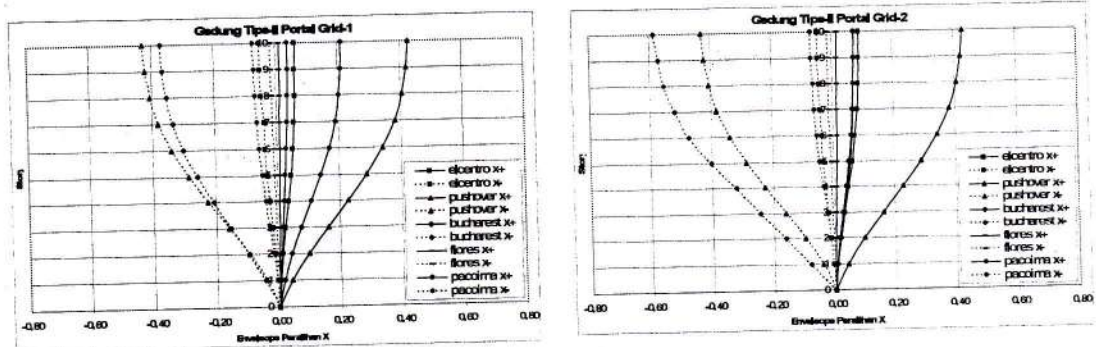
Analisis riwayat waktu hanya dilakukan pada model gedung beraturan. Karena jumlah dan ukuran bentang struktur arah-x dan arah-y adalah sama, maka analisis hanya dilakukan pada portal arah-x saja, yaitu portal grid-1 dan grid-2.

3.3.1 Envelope Peralihan

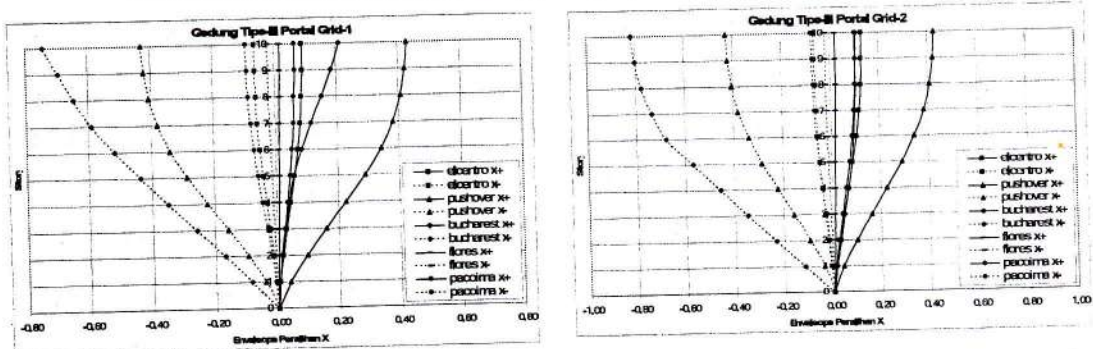
Hasil analisis masing-masing tipe gedung ditampilkan dalam kurva berikut :



Gambar 3.4 Envelope peralihan-x gedung tipe-I portal grid-1 dan grid 2.



Gambar 3.5 Envelope peralihan-x gedung tipe-II portal grid-1 dan grid 2.

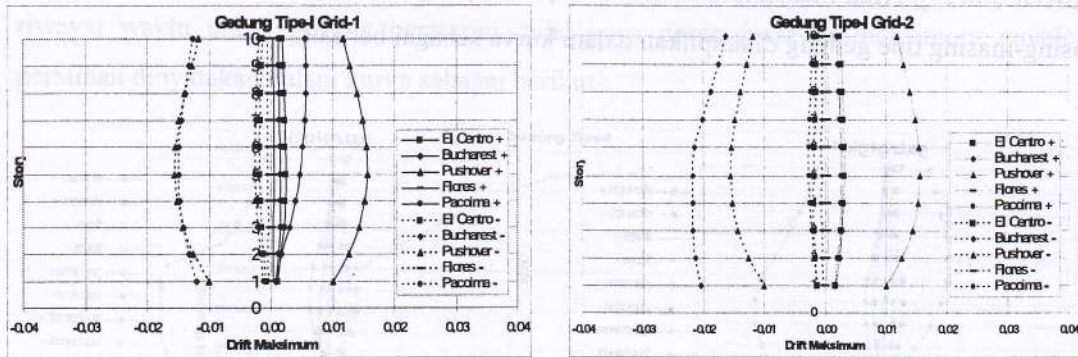


Gambar 3.6 Envelope peralihan-x gedung tipe-III portal grid-1 dan grid 2.

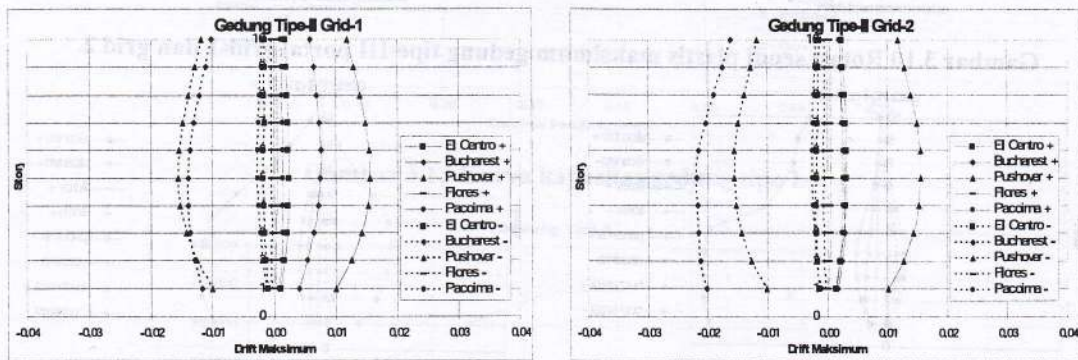
Secara umum hasil analisis menunjukkan bahwa peralihan yang diakibatkan oleh gempa El Centro, Pacoima dan Flores belum melampaui target peralihan (*pushover analysis*). Sedangkan gempa Bucharest telah melampaui target peralihan. Hal ini disebabkan gempa Bucharest memiliki karakteristik yang berbeda dengan ketiga gempa yang lain, yaitu karakteristik *singleshock*, periode getar panjang, terdapat 2 buah percepatan maksimum pada durasi 3,5 detik dan mendekati percepatan gempa harmonis.

3.3.2 Drift

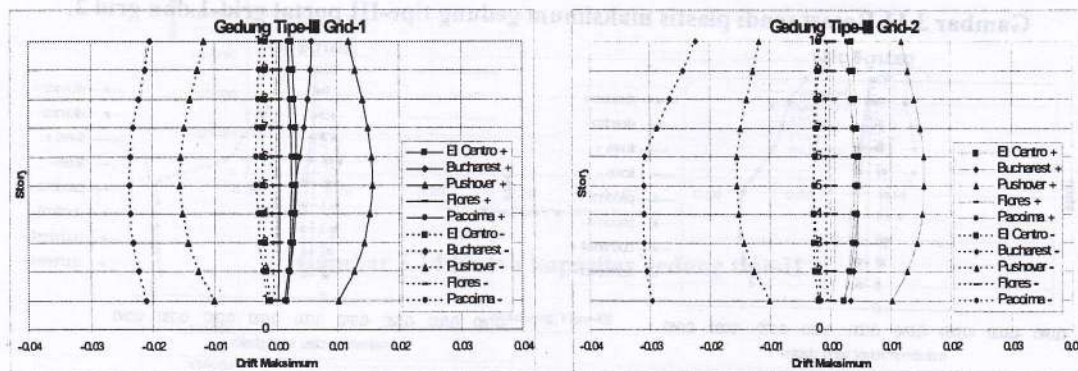
Hasil analisis ditampilkan dalam kurva sebagai berikut :



Gambar 3.7 Drift maksimum gedung tipe-I portal grid-1 dan grid 2.



Gambar 3.8 Drift maksimum gedung tipe-II portal grid-1 dan grid 2.

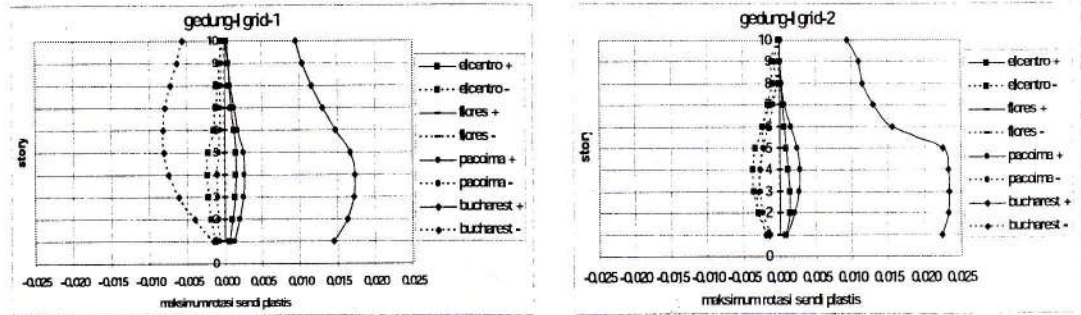


Gambar 3.9 Drift maksimum gedung tipe-III portal grid-1 dan grid 2.

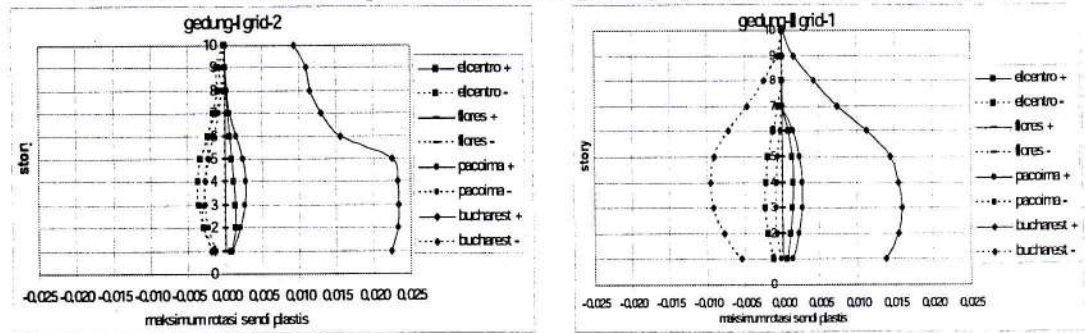
Secara umum, hasil analisis menunjukkan bahwa *drift* yang diakibatkan oleh gempa El Centro, Pacoima dan Flores hampir sama dan nilainya relatif jauh lebih kecil daripada batasan *max drift* kinerja batas ultimit sesuai SNI 1726-2002⁴. Sedangkan untuk gempa Bucharest, *drift* yang terjadi lebih besar daripada ketiga gempa yang lain, dan sudah melampaui batasan *max drift* kinerja batas ultimit.

3.3.3 Rotasi Sendi Plastis

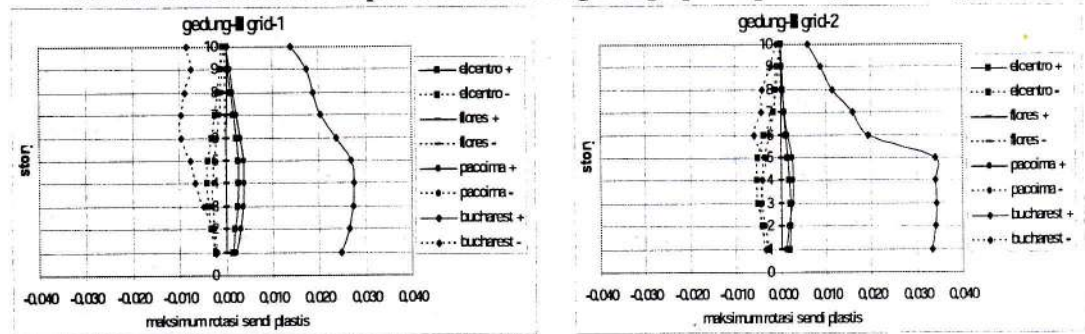
Batasan nilai maksimum rotasi sendi plastis kategori *Life Safety* (SP-3) adalah 0,025 [SEAOC, 1999]. Nilai maksimum rotasi sendi plastis yang terjadi pada elemen balok, untuk masing-masing tipe gedung ditampilkan dalam kurva sebagai berikut :



Gambar 3.10 Rotasi sendi plastis maksimum gedung tipe-III portal grid-1 dan grid 2.



Gambar 3.11 Rotasi sendi plastis maksimum gedung tipe-III portal grid-1 dan grid 2.

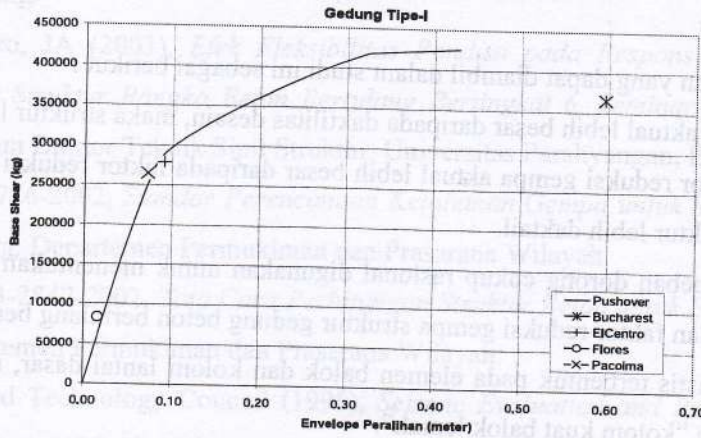


Gambar 3.12 Rotasi sendi plastis maksimum gedung tipe-III portal grid-1 dan grid 2.

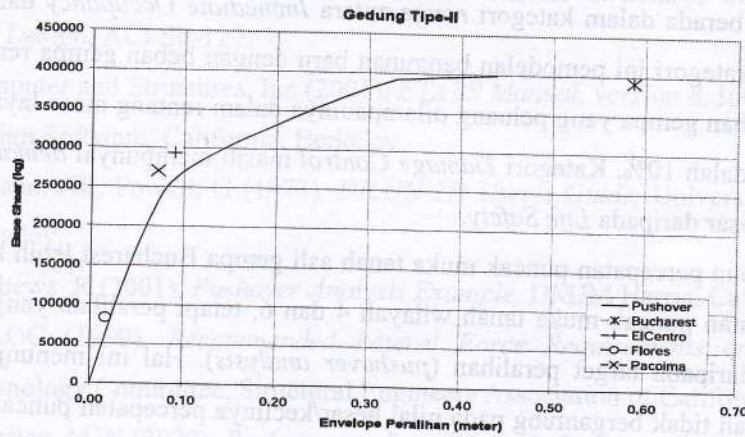
Secara umum, hasil analisis menunjukkan bahwa gempa Bucharest nilai maksimum rotasi sendi plastis yang terjadi paling besar daripada ketiga gempa yang lain, pada gedung yang didesain di wilayah 4 belum melampaui batasan maksimum, untuk gedung yang didesain di wilayah 6 sudah melampaui batasan maksimum, sedangkan untuk gempa El Centro, Pacoima dan Flores belum melampaui.

3.3.4 Gaya Geser Dasar vs Peralihan

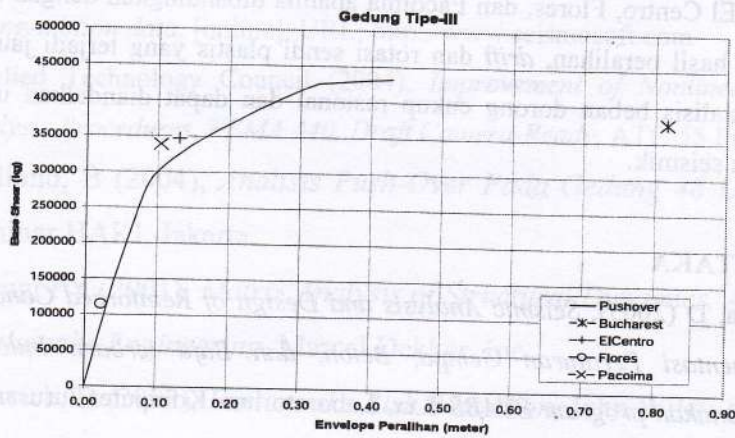
Perbandingan hasil dari analisis beban dorong (*pushover analysis*) dengan analisis riwayat waktu untuk gedung beraturan, nilai gaya geser dasar vs maksimum envelope peralihan dinyatakan dalam kurva sebagai berikut :



Gambar 3.13 Kurva kapasitas gedung tipe-I.



Gambar 3.14 Kurva kapasitas gedung tipe-II.



Gambar 3.15 Kurva kapasitas gedung tipe-III.

Dari gambar diatas dapat dilihat bahwa untuk gempa El Centro, Flores dan Pacoima nilai maksimum envelope peralihan belum melampaui target peralihan sesuai hasil dari analisis beban dorong, sedangkan untuk gempa Bucharest sudah melampaui.

4 KESIMPULAN

Kesimpulan yang dapat diambil dalam studi ini sebagai berikut :

1. Daktilitas aktual lebih besar daripada daktilitas desain, maka struktur lebih daktail.
2. Nilai faktor reduksi gempa aktual lebih besar daripada faktor reduksi gempa desain, maka struktur lebih daktail.
3. Analisis beban dorong cukup rasional digunakan untuk menentukan nilai daktilitas struktur dan faktor reduksi gempa struktur gedung beton bertulang beraturan.
4. Sendi plastis terbentuk pada elemen balok dan kolom lantai dasar, maka terpenuhi ketentuan "kolom kuat balok lemah".
5. Seluruh model struktur termasuk kategori tingkat kinerja *Damage Control*, artinya gedung berada dalam kategori *range* antara *Immediate Occupancy* dan *Life Safety*. Dalam kategori ini pemodelan bangunan baru dengan beban gempa rencana dengan nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 10%. Kategori *Damage Control* masih mempunyai *demand* cukup dan lebih besar daripada *Life Safety*.
6. Walaupun percepatan puncak muka tanah asli gempa Bucharest lebih kecil daripada percepatan puncak muka tanah wilayah 4 dan 6, tetapi peralihan yang terjadi lebih besar daripada target peralihan (*pushover analysis*). Hal ini menunjukkan bahwa peralihan tidak bergantung pada nilai besar/kecilnya percepatan puncak muka tanah, tapi lebih dipengaruhi oleh faktor karakteristik gempa.
7. Gempa El Centro, Flores, dan Pacoima apabila dibandingkan dengan analisis beban dorong, hasil peralihan, *drift* dan rotasi sendi plastis yang terjadi jauh lebih kecil, maka analisis beban dorong cukup rasional dan dapat diandalkan untuk evaluasi perilaku seismik.

DAFTAR PUSTAKA

1. Simanta, D (2003), *Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Building, Implementasi Peraturan Gempa, Beton, dan Baja terbaru Indonesia dengan menggunakan program ETABS 8.xx*, Laboratorium Komputer Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Maranatha.

2. Mangkoesoebroto, SP (2004), *Gambaran Umum Mengenai Prosedur Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan SNI 03-1726-2003 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung)*, Seminar Nasional Struktur Jembatan dan Bangunan Tinggi, Fakultas Teknik, Universitas Parahyangan, Bandung.
3. Tjondro, JA (2003), *Efek Fleksibilitas Pondasi pada Respons Inelastis Riwayat Waktu Struktur Rangka Beton Bertulang Bertingkat 6*, Seminar Bidang Kajian 3, Program Doktor Teknik Sipil Struktur, Universitas Parahyangan, Bandung.
4. SNI 1726-2002, *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
5. SNI 03-2847-2002, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
6. Applied Technology Council (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40, Volume 1, Report No. SSC 96-01.
7. Ghosh, SK (1991), *Earthquake-Resistant Concrete Structures Inelastic Response and Design*, ACI SP-127.
8. Computer and Structures, Inc (2001), *ETABS Manual, version 8*, Integrated Building Design Software, California, Berkeley.
9. Kanaan, AE, Powell, G (1973), *DRAIN-2D User's Guide*, University of California, Berkeley.
10. Mathews, R (2001), *Pushover Analysis Example*, DMJM Harris, California.
11. SEAOC (1999), *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California.
12. Priestley, MJN (2000), *Performance Based Seismic Design*, 12WCEE 2000.
13. SeismoSoft (2004), *SeismoSignal - A computer program for signal processing of strong-motion data*, [online], URL: <http://www.seismosoft.com>
14. Applied Technology Council (2004), *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440, Draft Camera-Ready*, ATC-55 Project.
15. Budiono, B (2004), *Analisis Push-Over Pada Gedung 48 Lantai The Peak*, Seminar HAKI, Jakarta.
16. Cheng, FY (2001), *Matrix Analysis of Structural Dynamics, Applications and Earthquake Engineering*, Marcel Dekker, Inc.
17. Dowrick, D (2003), *Earthquake Risk Reduction*, John Wiley & Son Ltd.

TENTANG PENULIS

- [1] **Yosafat Aji Pranata, ST., MT, Dosen Tetap Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Maranatha.**
- [2] **Djoni Simanta, Ir., MT, Dosen Tetap Jurusan Teknik Sipil Universitas Katolik Parahyangan.**