

EVALUASI KINERJA GEDUNG BETON BERTULANG TAHAN GEMPA dengan PUSHOVER ANALYSIS (Sesuai ATC-40, FEMA 356 dan FEMA 440)

Yosafat Aji Pranata

Email : yosafat.ap@eng.maranatha.edu

Jurusan Teknik Sipil

Universitas Kristen Maranatha, Bandung

ABSTRAK: Perencanaan gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting karena sebagian besar wilayahnya merupakan wilayah gempa yang mempunyai intensitas moderat hingga tinggi. Untuk itu dilakukan studi pada tiga buah gedung beton bertulang dengan sistem struktur rangka khusus dan menengah pemikul momen, bertingkat sepuluh dan beraturan. Gedung didesain sesuai SNI 1726 (2002) dan SNI 03-2874 (2002). Perilaku seismiknya dievaluasi memakai evaluasi kinerja memanfaatkan pushover analysis ETABS.

Evaluasi kinerja menurut ATC-40 memberikan target peralihan gedung tipe I: 0,217 m, gedung tipe II: 0,227 m dan gedung tipe III: 0,332 m; menurut FEMA 356 target peralihan gedung tipe I: 0,4045 m, gedung tipe II: 0,4274 m dan gedung tipe III: 0,6479 m; menurut FEMA 440 gedung tipe I: 0,3678 m, gedung tipe II: 0,3885 m dan gedung tipe III: 0,589 m. Sedangkan menurut SNI 1726-2002, sama untuk semua gedung yaitu 0,728 m..

Kata Kunci : Gedung beton bertulang, beraturan, pushover analysis.

ABSTRACT: Seismic resistant building design in Indonesia become very important since most territories are classified in moderate and high seismic zone. Therefore three open frame buildings with special and intermediate moment resisting frame systems, ten-stories, regular reinforced concrete buildings, are studied and designed in according to SNI 1726 (2002) and SNI 03-2847 (2002). The seismic performances of these buildings are evaluated using Static Nonlinear (Pushover) Analysis by ETABS.

The target displacement from performance evaluation using ATC-40 for building type I: 0.217 m, building type II: 0.227 m and building type III: 0.332 m; from FEMA 356 building type I: 0.4045 m, buildings type II: 0.4274 m and building type III: 0.6479 m; from FEMA 440 building type I: 0.3678 m, building type II: 0.3885 m and building type III: 0.589 m. Target displacements from SNI 1726-2002 are similar for each buildings at 0.728 m.

Keywords : Reinforced concrete building, regular, pushover analysis.

Pendahuluan

Perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa sangat penting di Indonesia, mengingat sebagian besar wilayahnya 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 tiga gedung beton bertulang dengan sistem struktur rangka pemikul momen dengan kriteria khusus dan menengah, bertingkat sepuluh, gedung beraturan, 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 evaluasi kinerja dengan menggunakan pushover analysis dan analisis inelastik dinamik riwayat waktu (*inelastic dynamic time history analysis*).

Evaluasi kinerja dilakukan dengan terlebih dahulu menentukan target peralihan. Parameter ini yang akan digunakan dalam menentukan kriteria kinerja struktur. Beberapa metode yang ada saat ini yaitu : persyaratan peralihan dari SNI 1726-2002, metode *capacity spectrum* (ATC-40) dan metode *displacement coefficient* (FEMA 356 dan FEMA 440) dibahas dalam studi ini.

Ruang lingkup penulisan ini adalah:

1. Pemodelan struktur gedung beton bertulang.
2. Klasifikasi gedung beraturan dan tidak, 10 lantai.
3. di wilayah gempa 4 dan 6, jenis tanah keras.
4. Pembebanan gempa sesuai SNI 1726-2002.
5. Analisis beban dorong memakai program ETABS.
6. Model sendi memakai default sesuai ATC-40.
7. Analisis riwayat waktu memakai DRAIN-2D.

Sedangkan tujuan penulisannya adalah:

1. Evaluasi perilaku seismik dengan analisis beban dorong dan analisis riwayat waktu
2. Evaluasi kinerja struktur.

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 memakai program *ETABS* v8.5.4, dengan analisis dinamik respons spektrum [SNI 1726-2002]. Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam ke-1 (dalam gaya geser dasar nominal).

Faktor partisipasi massa : translasi sumbu-x, 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*, massa struktur dipusatkan pada satu titik nodal tiap lantai.

Kombinasi pembebanan untuk desain sesuai peraturan beton Indonesia [SNI 03-2847-2002] ada 4 macam yaitu sebagai berikut :

- a. 1,4DL
- b. 1,2DL + 1,6LL
- c. 1,2DL + f.LL ± E; (f = 0,5 karena $L < 500 \text{ kg/m}^2$)
- d. 0,9DL ± E

Pushover Analysis

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 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: beban mati (DL dan SDL) tidak diskalakan sehingga skala = 1 dan beban hidup (LL) dengan skala 0,3.

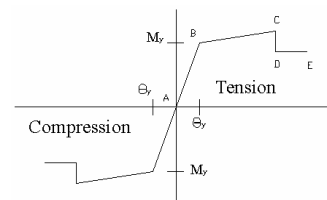
- b. Kontrol peralihan: memakai batasan *drift* sesuai kinerja batas ultimit dikalikan tinggi total gedung. Pola beban yang digunakan adalah pola beban arah utama gedung yang tidak diskalakan lagi sehingga skala = 1.

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.

Properti Sendi

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 dengan pertimbangan bahwa balok efektif menahan momen dalam arah sumbu kuat (sumbu-3), sehingga diharapkan sendi plastis terjadi pada balok. Sendi diasumsikan terletak pada masing-masing ujung pada elemen balok dan elemen kolom.



Gambar 1. Properti sendi *default-M3* dan *default-PMM*.

Metode Capacity Spectrum (ATC-40)

Metode *capacity spectrum* adalah metode yang digunakan program *ETABS* dan dari output-nya dapat diperoleh parameter titik kinerja struktur.

Konsep desain kinerja struktur metode *capacity spectrum* pada dasarnya merupakan prosedur yang dilakukan untuk mendapatkan peralihan aktual struktur gedung. Peralihan aktual yang didapatkan dari hasil ini menunjukkan besar simpangan atap struktur. Perbandingan antara simpangan atap struktur terhadap tinggi total struktur menunjukkan kinerja struktur. Tahapan desain kinerja struktur dengan metode *capacity spectrum* sesuai ATC-40 adalah sebagai berikut :

1. Konversi kurva kapasitas hasil analisis beban dorong menjadi *capacity spectrum*. Konversi menggunakan persamaan sebagai berikut:

Modal participation factor mode 1,

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n w_i \cdot \phi_{i1} / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^n (w_i \cdot \phi_{i1})^2 / g \right]} \dots\dots\dots(1)$$

Modal mass coefficient mode 1,

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

Spektrum acceleration,

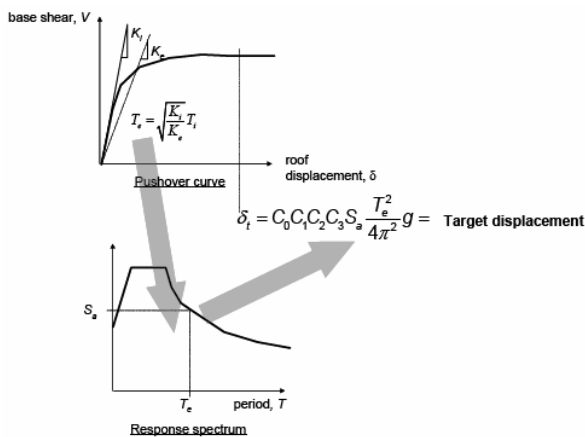
$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots(3)$$

Spektrum displacement,

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \dots\dots\dots(4)$$

2. Menentukan *Performance Point* : Plot *demand spectrum* dng nilai *damping* 5% sesuai kondisi tanah dan wilayah gempa, lalu menggabungkan *demand spectrum* dengan *capacity spectrum* untuk menentukan *performance point*. Pada tahap ini dilakukan iterasi sesuai prosedur B ATC-40.
3. Ubah *performance point* jadi simpangan atap global.

Metode Displacement Coefficient FEMA 356



Gambar 2. Metode displacement coefficient (FEMA 356)

Pada metode *displacement coefficient* (FEMA 356), perhitungan dilakukan dengan memodifikasi respons elastik linier sistem struktur SDOF ekuivalen dengan faktor modifikasi \$C_0, C_1, C_2\$ dan \$C_3\$ sehingga dapat dihitung target peralihannya, dengan menetapkan dahulu waktu getar efektif (\$T_e\$) untuk memperhitungkan kondisi inelastic struktur gedung.

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \cdot g \dots\dots\dots(5)$$

Dimana :

- \$\delta_t\$ target peralihan.
- \$T_e\$ waktu getar alami efektif.
- \$C_0\$ faktor modifikasi untuk mengkonversi *spectral displacement* struktur SDOF ekuivalen menjadi *roof displacement* struktur sistem MDOF, sesuai FEMA 356 Tabel 3-2.
- \$C_1\$ faktor modifikasi untuk menghubungkan peralihan inelastik maksimum dengan peralihan respons elastik linier. Nilai \$C_1 = 1,0\$ untuk \$T_e \ge T_s\$ dan

$$C_1 = \frac{\left[1 + (R - 1) \cdot \frac{T_s}{T_e} \right]}{R} \text{ untuk } T_e < T_s \dots\dots\dots(6)$$

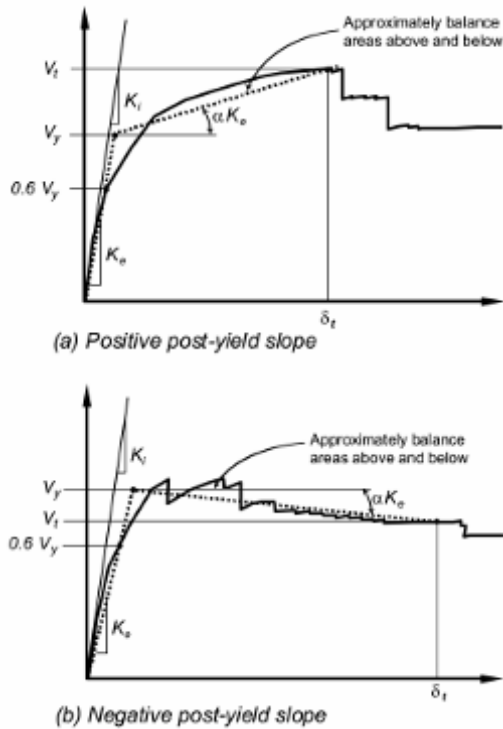
- \$C_2\$ faktor modifikasi untuk memperlihatkan *pinched hysteresis shape*, degradasi kekakuan dan penurunan kekuatan pada respon peralihan maksimum, sesuai FEMA 356 tabel 3-3.
- \$C_3\$ faktor modifikasi untuk memperlihatkan kenaikan peralihan akibat efek p-delta. Untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh bernilai positif maka \$C_3 = 1,0\$. Sedangkan untuk gedung dengan perilaku kekakuan pasca-leleh negatif,

$$C_3 = 1,0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \dots\dots\dots(7)$$

\$R\$ adalah *strength ratio*, besarnya dapat dihitung dengan persamaan :

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} \cdot C_m \dots\dots\dots(8)$$

- \$S_a\$ adalah akselerasi spektrum respons pada waktu getar alami fundamental efektif dan rasio redaman pada arag yang ditinjau.
- \$V_y\$ adalah gaya geser dasar pada saat leleh.
- \$W\$ adalah berat efektif seismic.
- \$C_m\$ faktor massa efektif, tabel 3-1 FEMA 356 3-1.
- \$\alpha\$ adalah rasio kekakuan pasca leleh dengan kekakuan elastik efektif, dimana hubungan gaya-peralihan nonlinier diidealisasikan sebagai kurva bilinier (lihat gambar).
- \$T_s\$ waktu getar karakteristik respons spektrum.
- \$g\$ percepatan gravitasi 9,81 m/det².



Gambar 3. Idealisasi kurva force-displacement.

Metode Displacement Coefficient FEMA 440

Merupakan metode *displacement coefficient* pada FEMA 356 yang telah dimodifikasi dan diperbaiki. Persamaan yang digunakan untuk menghitung target peralihan tetap sama, yaitu sesuai persamaan (5). Akan tetapi mengalami modifikasi dan perbaikan dalam menghitung faktor C_1 dan C_2 sebagai berikut :

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \dots\dots\dots(9)$$

Nilai konstanta a adalah 130, 90 dan 60 untuk site kategori B, C dan D. Untuk waktu getar $< 0,2$ detik maka nilai C_1 pada 0,2 detik dapat dipakai, sedangkan untuk waktu getar > 1 detik maka $C_1 = 1,0$.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_e} \right)^2 \dots\dots\dots(10)$$

Untuk waktu getar $< 0,2$ detik maka nilai C_2 pada 0,2 detik dapat dipakai, sedangkan untuk waktu getar $> 0,7$ detik maka $C_2 = 1,0$.

Kinerja Batas Ultimit Menurut SNI 1726-2002

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan

berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ sebagai berikut :

a. Untuk struktur gedung beraturan :

$$\xi = 0,7.R \dots\dots\dots(11)$$

b. Untuk struktur gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0,7.R}{\text{Faktor Skala}} \dots\dots\dots(12)$$

R adalah faktor reduksi gempa; sedangkan Faktor Skala sesuai Pasal 7.2.3 [SNI 1726-2002].

Sesuai persyaratan kinerja batas ultimit gedung maka dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur gedung menurut Pasal 8.2.1 [SNI 1726-2002] $\leq 0,02$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan.

ANALISIS RIWAYAT WAKTU

Beban gempa adalah fungsi waktu, sehingga respon pada struktur juga tergantung dari waktu pembebanan. Akibat Gempa Rencana 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) memakai DRAIN-2D. Beban gempa yang digunakan adalah El Centro 1940, Bucharest 1977, Flores 1992 dan Pacoima Dam 1971.

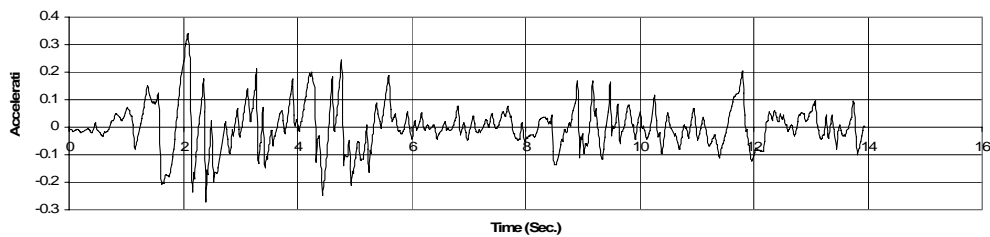
Analisis memakai 4 macam gempa yang diskalakan intensitasnya terhadap amplitudo maks. percepatan tanah (A_0) pada kurva respons spektrum SNI 1726-2002 saat $T = 0$. Perhitungan skala intensitas sebagai berikut, untuk gempa El-Centro percepatan puncak tanah asli = 0,3417g, sedangkan percepatan puncak tanah keras untuk wilayah gempa 4 = 0,24g, maka skala gempa = $\frac{0,24}{0,3417} \cdot 1 = 0,7024$ g, selengkapnya

lihat Tabel 1 :

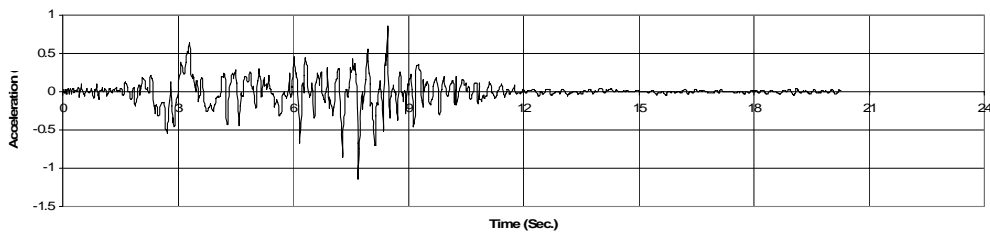
Tabel 1. Percepatan Puncak Tanah Asli

Perc. Gempa	Perc. Puncak Tanah Asli	Wilayah 4		Wilayah 6	
		Percepatan Puncak Tanah	Skala Gempa Rencana	Percepatan Puncak Tanah	Skala Gempa Rencana
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

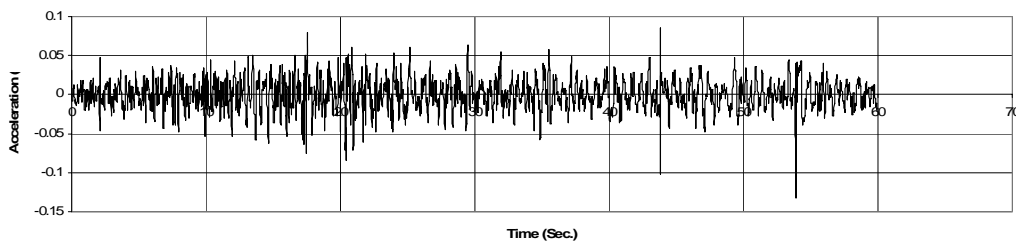
Catatan : Unit satuan Percepatan adalah g



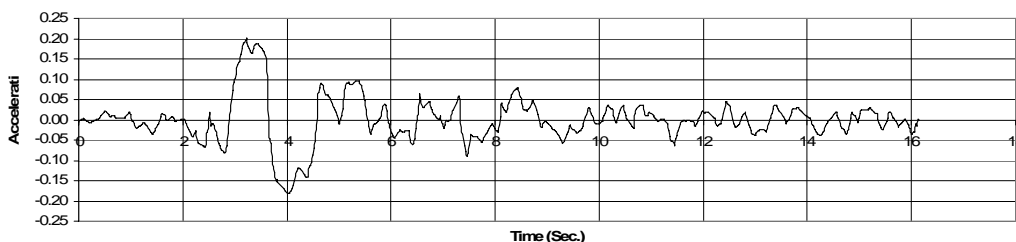
Gambar 4. Akselerogram gempa El Centro 1940.



Gambar 5. Akselerogram gempa Pacoima Dam 1971.



Gambar 6. Akselerogram gempa Flores 1992.



Gambar 7. Akselerogram gempa Bucharest 1977.

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

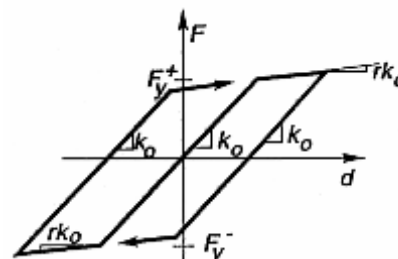
Massa

Massa terpusat pada titik hubung elemen struktural. Massa secara proporsional dengan beban gravitasi adalah 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*.

Kurva Histeresis

Kurva histeresis menyatakan respons riwayat waktu elemen struktur akibat beban dinamik, yang meru-

pakan 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 penulisan ini, model histeresis menggunakan faktor bilinear 1 %.



Gambar 8. Kurva histeresis bilinear.

Redaman

Model redaman program *DRAIN-2D* menggunakan redaman Rayleigh di mana matrik redaman struktur

diperoleh dari persamaan sebagai berikut :

$$[C] = \alpha.[M] + \beta.[K] \dots \dots \dots (13)$$

[C] = matrik redaman struktur, [M] = matrik massa dan [K] = matrik kekakuan struktur. Koefisien α adalah koefisien redaman yang tergantung 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.

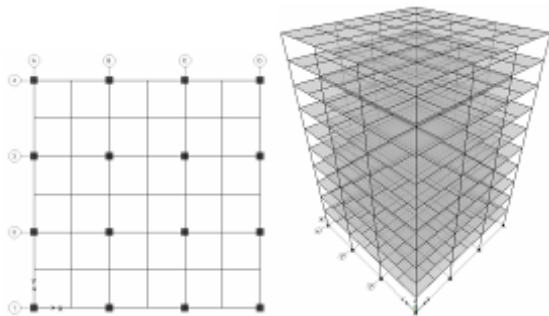
STUDI KASUS dan PEMBAHASAN

Dibahas model gedung dengan sistem struktur balok-kolom, 10 lantai, fungsi perkantoran (I = 1). Tinggi lantai dasar 4 meter, tinggi lantai 2-10 3,6 meter, jumlah bentang 3x3 bentang @ 8 meter. Mutu beton yang digunakan adalah $f_c' = 30$ MPa, mutu baja $f_y = 400$ MPa, $f_{ys} = 240$ MPa (Balok) dan $f_{ys} = 400$ MPa (Kolom). Pelat menggunakan tebal 120 mm, dengan beban mati (SDL) untuk pelat lantai 140 kg/m², beban hidup pelat 250 kg/m² (lantai) dan 100 kg/m² (atap).

Dimensi dan ukuran penampang sebagai berikut :

- a. Kolom, lt. 1-5 : 80x80 cm, lt. 6-10 : 70x70 cm
- b. Balok induk : 40x60 cm, dan anak : 30x60 mm².

Model struktur pada studi ini adalah:



Gambar 9. Denah 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 3 buah.

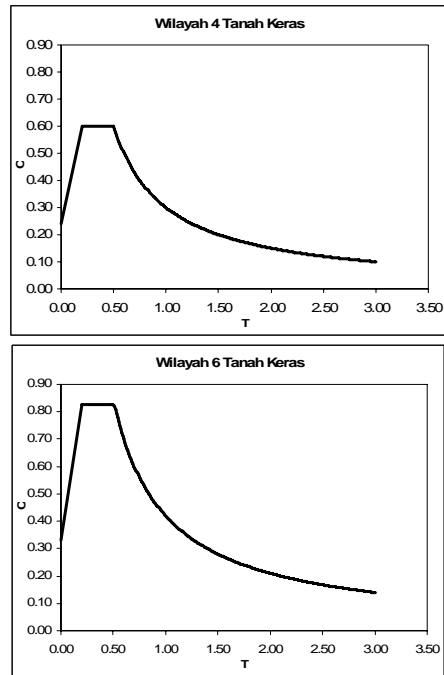
Tabel 2 Klasifikasi tipe gedung, μ_{Δ} dan R.

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

Catatan : μ_{Δ} : faktor daktilitas dan R reduksi gempa.

Hasil analisis memperlihatkan karakteristik dinamik struktur gedung pada tiga ragam pertama ditampilkan dalam Tabel 3.

Spektrum respons Gempa Rencana 500 tahun sbb:



Gambar 10. Spektrum respons Wilayah 4 dan 6 tanah keras.

Tabel 3. Modal Participating Mass Ratio.

Ragam	T (detik)	UX	UY	RZ
1	2.4475	1.0506	78.2359	0
2	2.4475	78.2359	1.0506	0
3	2.0263	0	0	79.2631

Faktor partisipasi massa translasi arah sumbu-x $UX_{total} = 98,5941$ %, translasi arah sumbu-y $UY_{total} = 98,5941$ % dan rotasi sumbu-z $RZ_{total} = 98,5929$ %. Hal ini memenuhi syarat partisipasi massa ragam efektif minimum 90%.

Analisis dinamik memberikan nilai gaya geser dasar masing-masing tipe gedung pada Tabel 4.

Tabel 4. Gaya geser dasar

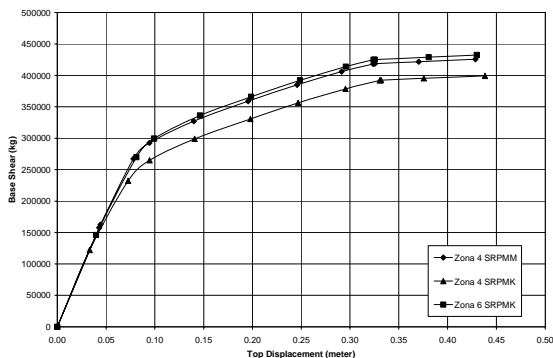
Tipe Gedung	Sistem Struktur	Gaya Geser Dasar (kg)
Tipe-I	SRPMM	187766.03
Tipe-II	SRPMK	121496.28
Tipe-III	SRPMK	169098.38

Pushover Analysis

Selanjutnya dilakukan analisis *pushover* pada model gedung berdasarkan jumlah luas tulangan nominal yang diperoleh dari analisis dinamik. Dari analisis *pushover* diperoleh hasil berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) dan skema kelelahan berupa distribusi sendi plastis yang terjadi.

Sendi plastis akibat momen lentur terjadi pada struktur jika beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Sesuai dengan metode perencanaan kolom kuat-balok lemah, untuk desain

pada struktur berdaktilitas penuh mekanisme tingkat tidak diperkenankan terjadi.



Gambar 11. Kurva kapasitas.

Dari hasil analisis *pushover* menunjukkan bahwa sendi plasis hanya terjadi pada elemen balok dan kolom di lantai dasar saja. Hasil selengkapnya dapat dilihat pada penelitian Pranata (2005).

Metode Capacity Spectrum (ATC-40)

Hasil evaluasi kinerja masing-masing tipe gedung ditampilkan dalam tabel sebagai berikut :

Tabel 5. Evaluasi *performance based design* sesuai ATC-40

Gedung	Wilayah Gempa	Sistem Struktur	Performance Point			
			V (Kg)	D (m)	T_{eff} (det.)	β_{eff} (%)
Tipe I	4	SRPMM	370472,03	0,218	3,789	26,2
Tipe II	4	SRPMK	346240,9	0,227	4,005	26,8
Tipe III	6	SRPMK	425596,1	0,332	4,337	29,2

Hasil evaluasi kinerja sesuai ATC-40 memberikan target peralihan untuk gedung tipe I: 0,218 m, gedung tipe II: 0,227 m dan gedung tipe III: 0,332 m.

Metode Displacement Coefficient FEMA 356

Asumsi yang dipakai adalah gaya geser dasar gedung memakai tipe *triangular load pattern* dan gedung direncanakan sesuai kriteria tingkat kinerja struktur *life safety*. Hasil evaluasi kinerja sesuai FEMA 356 dengan metode *displacement coefficient*, secara lengkap ditampilkan dalam tabel sebagai berikut :

Tabel 6. Target peralihan FEMA 356.

Keterangan	Gedung		
	Tipe I	Tipe II	Tipe III
C_v	0.30	0.30	0.42
T_e	3.7910	4.0050	4.3370
C_0	1.3	1.3	1.3
C_1	1.0	1.0	1.0
C_2	1.1	1.1	1.1
C_3	1.0	1.0	1.0
S_a	0.0791	0.0749	0.0968
g (m/det ²)	9.81	9.81	9.81
δ_i (meter)	0.4045	0.4274	0.6479

Hasil evaluasi kinerja sesuai FEMA 356 memberikan target peralihan gedung tipe I: 0,4045 m, gedung tipe II: 0,4274 m dan gedung tipe III 0,6479 m.

Metode Displacement Coefficient FEMA 440

Asumsi yang digunakan adalah gaya geser dasar gedung menggunakan tipe *triangular load pattern* dan gedung direncanakan sesuai kriteria tingkat kinerja struktur *life safety*. Hasil evaluasi kinerja sesuai FEMA 440 dengan metode *displacement coefficient*, selengkapnya ditampilkan dalam tabel berikut :

Tabel 7. Target peralihan FEMA 440.

Keterangan	Gedung		
	Tipe I	Tipe II	Tipe III
C_v	0.30	0.30	0.42
T_e	3.7910	4.0050	4.3370
C_0	1.3	1.3	1.3
C_1	1.0	1.0	1.0
C_2	1.0	1.0	1.0
C_3	1.0	1.0	1.0
S_a	0.0791	0.0749	0.0968
g (m/det ²)	9.81	9.81	9.81
δ_i (meter)	0.3678	0.3885	0.5890

Hasil evaluasi kinerja sesuai FEMA 440 memberikan target peralihan gedung tipe I: 0,3678 m, gedung tipe II: 0,3885 m dan gedung tipe III: 0,589 m.

Kinerja Batas Ultimit Menurut SNI 1726-2002

Sesuai SNI 1726-2002, dapat dihitung batasan kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit gedung, yang secara lengkap ditampilkan dalam tabel berikut :

Tabel 8. Kinerja batas ultimit sesuai SNI 1726-2002

Tipe Gedung	Tinggi atap (m)	Kinerja Batas Layan (m)	Kinerja Batas Ultimit (m)
Tipe I	36,4	0,1985	0,728
Tipe II	36,4	0,1985	0,728
Tipe III	36,4	0,1285	0,728

Evaluasi Kinerja

Hasil studi selengkapnya ditampilkan dalam Tabel 9.

Tabel 9. Evaluasi kinerja struktur

Keterangan	Target Peralihan (meter)		
	Gd.Tipe I	Gd.Tipe II	Gd.Tipe III
ATC-40	0,2180	0,2270	0,3320
FEMA 356	0,4045	0,4274	0,6479
FEMA 440	0,3678	0,3885	0,5890
SNI 1726-2002	0,7280	0,7280	0,7280

Dari hasil evaluasi kinerja, dapat dilihat bahwa :

1. Kinerja batas ultimit menurut SNI 1726-2002 adalah sebesar 0,728 meter untuk semua tipe gedung dan masih lebih besar daripada target peralihan yang dihitung menurut FEMA 356, FEMA 440 dan ATC-40.
2. Evaluasi kinerja menurut ATC-40 menghasilkan titik kinerja yang paling kecil.

Analisis *pushover* diteruskan untuk mendapatkan perilaku inelastik pasca keruntuhan dan hasilnya ditampilkan dalam tabel berikut :

Tabel 10. Distribusi sendi plastis gedung tipe-I.

Step	Displ. (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.00	800	0	0	0	0	0	0	0	800
1	0.0429	157686.70	798	2	0	0	0	0	0	0	800
2	0.0441	162428.11	733	67	0	0	0	0	0	0	800
3	0.0780	267185.88	681	119	0	0	0	0	0	0	800
4	0.0944	292624.97	638	162	0	0	0	0	0	0	800
5	0.1398	327058.16	618	98	84	0	0	0	0	0	800
6	0.1956	359051.91	608	74	117	1	0	0	0	0	800
7	0.2458	384805.66	588	72	92	48	0	0	0	0	800
8	0.2914	405989.31	577	71	61	91	0	0	0	0	800
9	0.3237	418193.88	575	73	61	91	0	0	0	0	800
10	0.3256	418667.28	572	54	72	102	0	0	0	0	800
11	0.3705	421701.38	564	52	44	140	0	0	0	0	800

Tabel 11. Distribusi sendi plastis gedung tipe-II.

Step	Displ. (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.00	798	2	0	0	0	0	0	0	800
1	0.0332	122134.95	719	81	0	0	0	0	0	0	800
2	0.0725	232305.13	672	128	0	0	0	0	0	0	800
3	0.0945	264905.72	638	142	20	0	0	0	0	0	800
4	0.1407	298953.19	620	84	96	0	0	0	0	0	800
5	0.1978	330680.41	608	72	108	12	0	0	0	0	800
6	0.2408	353383.88	592	62	78	68	0	0	0	0	800
7	0.2953	378444.91	577	69	58	96	0	0	0	0	800
8	0.3305	392214.16	576	69	59	96	0	0	0	0	800
9	0.3317	392428.50	575	52	65	108	0	0	0	0	800
10	0.3745	395224.91	564	52	44	140	0	0	0	0	800

Tabel 12. Distribusi sendi plastis gedung tipe-III.

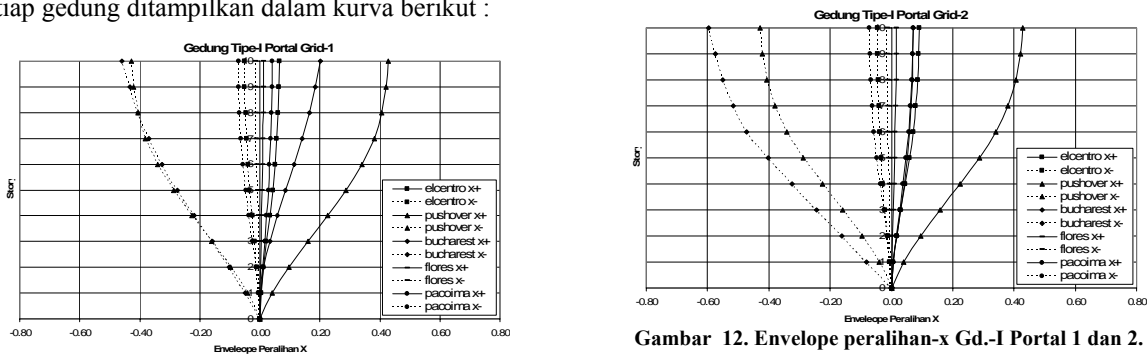
Step	Displ. (m)	Base Force (kg)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.00	798	2	0	0	0	0	0	0	800
1	0.0397	146088.50	726	74	0	0	0	0	0	0	800
2	0.0811	269705.03	677	123	0	0	0	0	0	0	800
3	0.0992	299481.34	634	154	12	0	0	0	0	0	800
4	0.1462	336150.88	624	96	80	0	0	0	0	0	800
5	0.1985	365955.63	606	76	106	12	0	0	0	0	800
6	0.2488	392235.06	590	72	88	50	0	0	0	0	800
7	0.2921	412367.13	579	71	64	86	0	0	0	0	800
8	0.3241	424913.25	578	68	68	86	0	0	0	0	800
9	0.3253	425125.94	574	46	72	108	0	0	0	0	800
10	0.3806	429005.66	570	48	48	134	0	0	0	0	800

ANALISIS RIWAYAT WAKTU

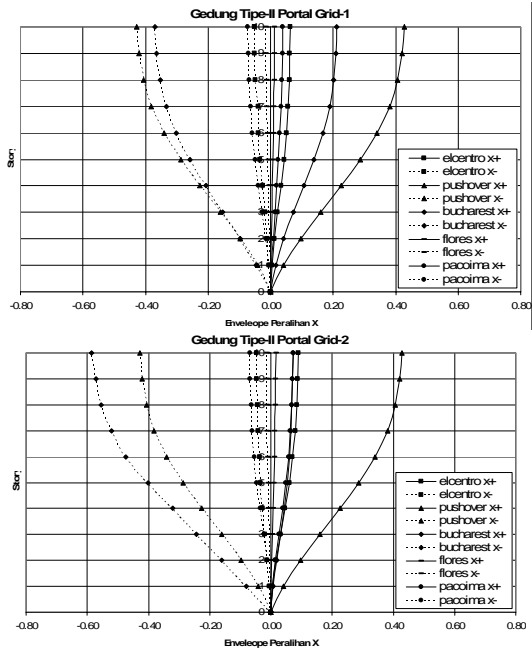
Analisis riwayat waktu digunakan mengevaluasi perilaku seismik bangunan. Karena jumlah dan ukuran bentang struktur arah-x dan arah-y adalah sama, maka analisis hanya dilakukan pada portal arah-x saja, yaitu portal grid-1 dan grid-2.

Envelope Peralihan

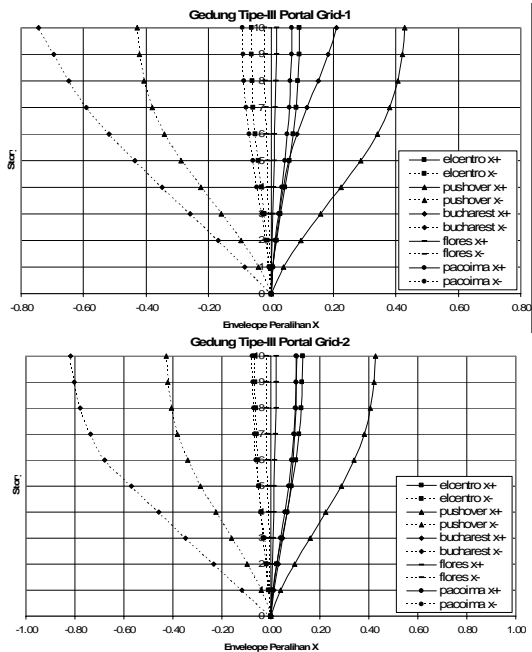
Setiap gedung ditampilkan dalam kurva berikut :



Gambar 12. Envelope peralihan-x Gd.-I Portal 1 dan 2.



Gambar 13. Envelope peralihan-x Gd-I Portal 1 dan 2

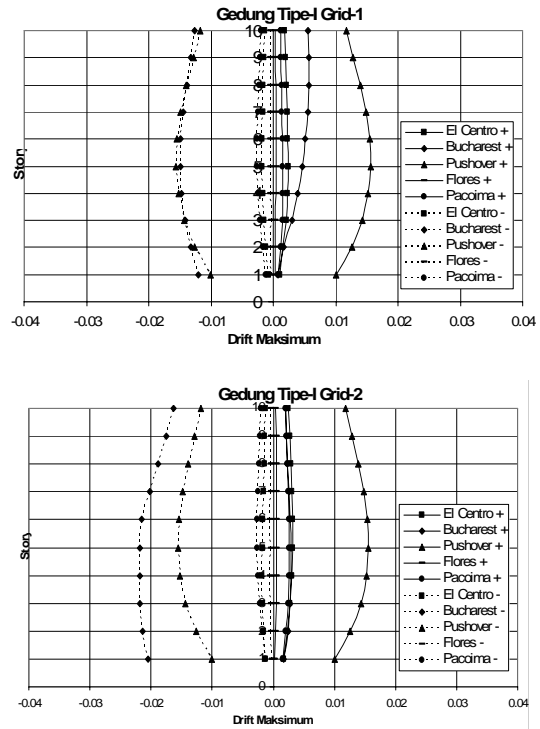


Gambar 14. Envelope peralihan-x Gd-II Portal 1 dan 2.

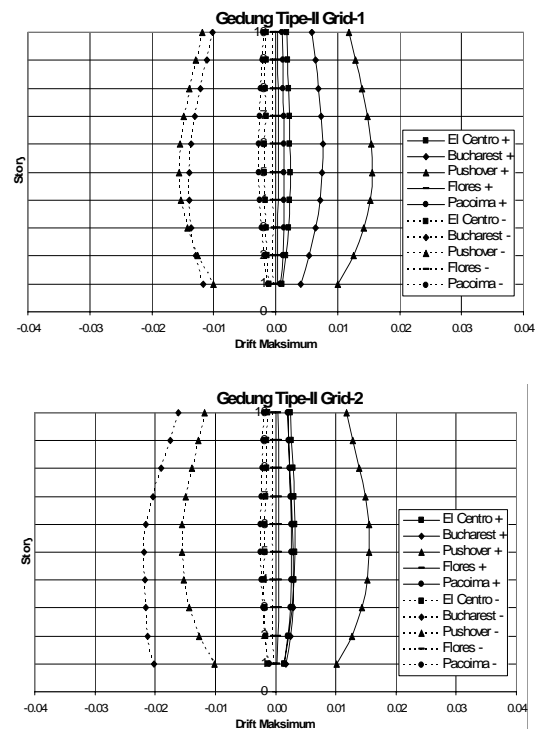
Secara umum hasil analisis menunjukkan bahwa peralihan yang diakibatkan oleh gempa El Centro, Pacoima dan Flores belum melampaui target peralihan (*pushover analysis*). Sedangkan gempa Bucharest telah melampaui target peralihan. Hal ini disebabkan gempa Bucharest memiliki karakteristik yang berbeda dengan 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.

Drift

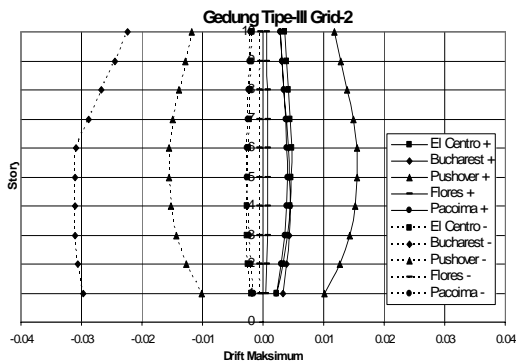
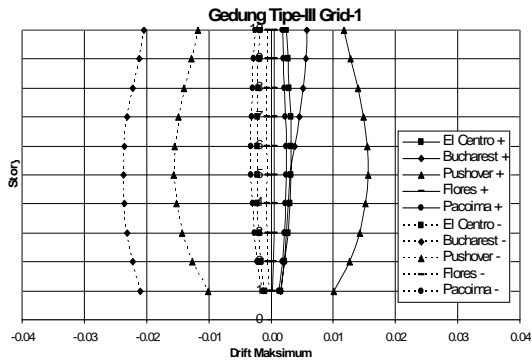
Hasilnya ditampilkan dalam kurva sebagai berikut :



Gambar 15. Drift maks. gedung tipe-I portal grid-1 dan grid 2.



Gambar 16. Drift maks. Gd.II Portal grid-1 dan 2.

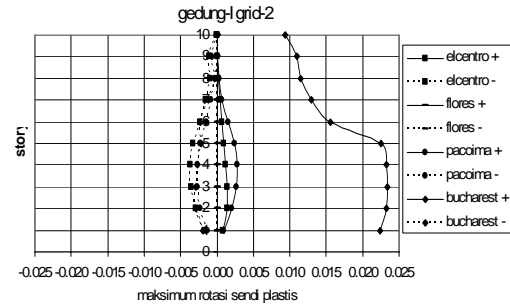
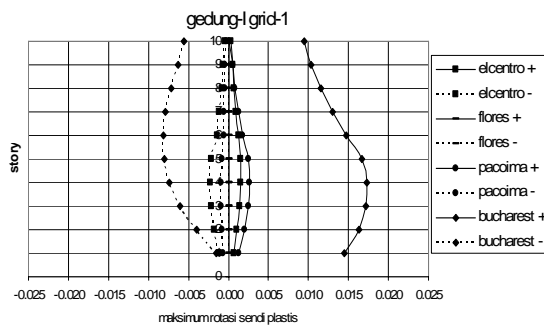


Gambar 17. Drift maks. Gd..I Portal Grid-1 dan 2.

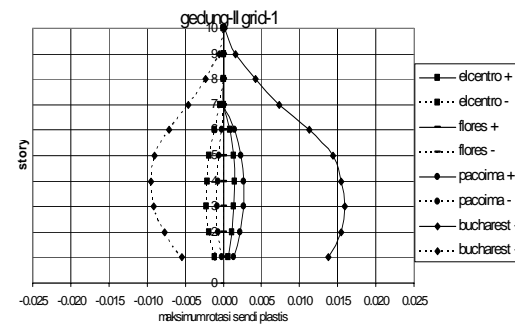
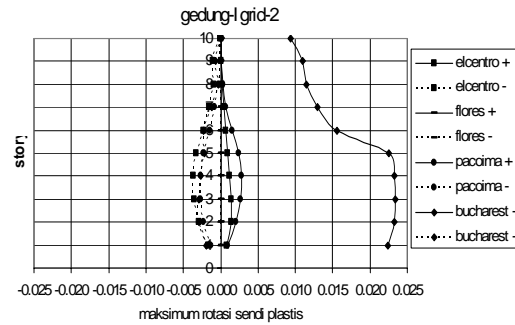
Secara umum, drift hasil analisis gempa El Centro, Pacoima dan Flores hampir sama dan nilainya relatif jauh lebih kecil dari batasan *max drift* kinerja batas ultimit SNI 1726-2002. Tetapi gempa Bucharest, drift lebih besar dari ketiga gempa yang lain, dan sudah melampaui batasan *max drift* kinerja batas ultimit.

Rotasi Sendi Plastis

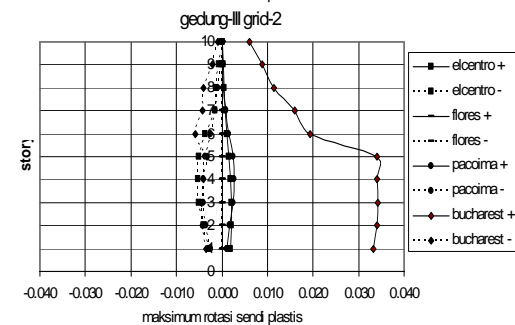
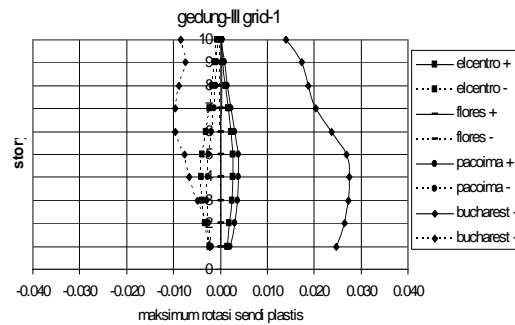
Batasan nilai maksimum rotasi sendi plastis kategori *Life Safety* (SP-3) adalah 0,025 [SEAOC 1999]. Nilai maksimum rotasi sendi plastis yang terjadi pada elemen balok, untuk masing-masing tipe gedung ditampilkan dalam kurva sebagai berikut :



Gambar 18 Rotasi sendi plastis maks. Gd. III portal 1 dan 2



Gambar 19. Rotasi sendi plastis maks Gd.III portal 1 dan 2

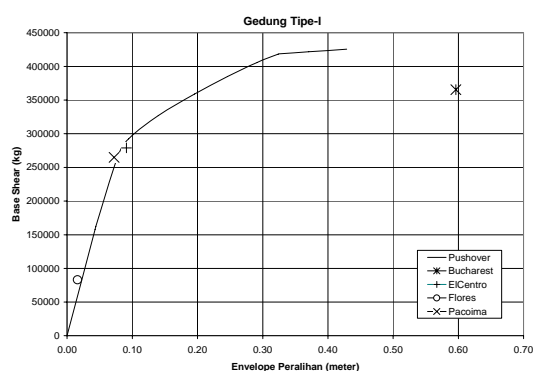


Gambar 20 Rotasi sendi plastis maks Gd.III portal 1 dan 2

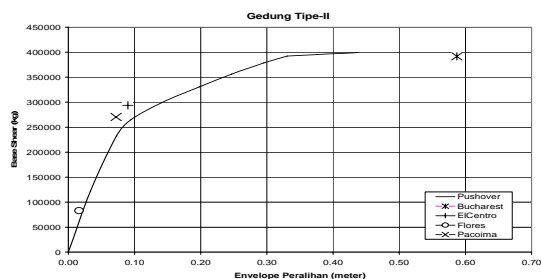
Secara umum, hasil analisis menunjukkan bahwa gempa Bucharest nilai maksimum rotasi sendi plastis yang terjadi paling besar daripada ketiga gempa yang lain, pada gedung yang didesain di wilayah 4 belum melampaui batasan maksimum, sedangkan untuk gedung yang didesain di wilayah 6 sudah melampaui batasan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

GAYA GESER DASAR vs PERALIHAN

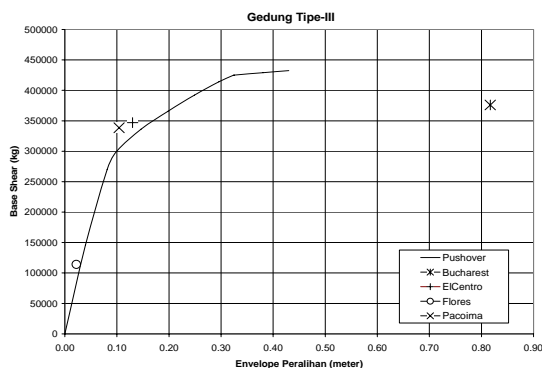
Perbandingan hasil dari analisis beban dorong (*pushover analysis*) dengan analisis riwayat waktu untuk gedung beraturan, nilai gaya geser dasar vs maksimum envelope peralihan dinyatakan dalam kurva sebagai berikut :



Gambar 21. Kurva kapasitas gedung tipe-I.



Gambar 22. Kurva kapasitas gedung tipe-II.



Gambar 23. 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.

KESIMPULAN

Dari hasil analisis yang telah dilakukan dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Program *ETABS* telah menyediakan fasilitas untuk melakukan evaluasi kinerja struktur dengan analisis *pushover* sesuai ATC-40.
2. Titik kinerja dapat diperoleh dengan *pushover analysis*.
3. Menentukan titik kinerja (target peralihan) sangat penting sebagai parameter untuk evaluasi kinerja struktur.
4. Evaluasi kinerja dapat memberikan informasi sejauh mana gempa akan mempengaruhi struktur bangunan gedung. Hal ini penting untuk evaluasi perilaku seismik struktur gedung pasca leleh.
5. 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.
6. 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

- ATC-55 .(2004). "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", FEMA 440
- ASCE .(2000). "Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings", FEMA 356, Washington DC.
- Applied Technology Council .(1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40, Volume 1, Report No. SSC 96-01.
- Budiono, B .(2004). "Analisis Push-Over Pada Gd. 48 Lantai The Peak", Seminar HAKI, Jakarta.
- Cheng, FY.(2001). "Matrix Analysis of Structural Dynamics, Applications and Earthquake Engineering", Marcel Dekker, Inc.

- Computer and Structures, Inc .(2001). “ETABS Manual :Integrated Building Design Software”, California, Berkeley.
- Dewobroto,W. (2005). “Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover”, *Seminar Bidang Kajian 1*, Program Doktor Teknik Sipil, Universitas Parahyangan (tidak dipublikasikan).
- Ghosh, SK.(1991). “Earthquake-Resistant Concrete Structures Inelastic Response and Design”, ACI SP-127.
- Kanaan, AE, Powell, G .(1973). “DRAIN-2D: User’s Guide”, University of California, Berkeley.
- Kelly, TE.(2001). “Performance Based Evaluation of Buildings, Nonlinear Pushover and Time History Analysis”, *Reference Manual*, Holmes Consulting Group Ltd.
- Mathews, R .(2001). “Pushover Analysis Example”, DMJM Harris, California.
- Naeim, F, Bhatia H, Lobo, RM (), Performance Based Seismic Engineering, The Seismic Design Handbook 2nd Ed., Farzad Naeim (ed.).
- Priestley, MJN .(2000). “Performance Based Seismic Design”, 12WCEE 2000.
- Pranata, YA .(2005). “Studi Analisis Beban Dorong untuk Gedung Beton Bertulang Beraturan dan Tidak Beraturan”, *Tesis*, Program Pascasarjana Magister Teknik Sipil, Universitas Parahyangan (tidak dipublikasikan)..
- 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 (tidak dipublikasikan).
- SEAOC.(1999). “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, Seismology Committee, SEAOC.
- Sieh, K .(2004). “The Science Behind the Aceh Earthquake”, Caltech Media Relations, URL: http://pr.caltech.edu/media/press_releases/pr12628.html
- SNI 1726-2002, “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung”, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- SNI 03-2847-2002, “Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung”, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.