

LAPORAN PENELITIAN APLIKATIF-KREATIF

No: 07/PEN/SIPIL/2011



**PERENCANAAN *PSEUDO* ELASTIS : EVALUASI KOLOM ELASTIS
PADA BANGUNAN TIDAK BERATURAN 6- DAN 10-LANTAI
DENGAN *VERTICAL SET-BACK* 50%
DI WILAYAH 2 PETA GEMPA INDONESIA**

Oleh:

Ima Muljati

Benjamin Lumantarna

Barnabas H.H.B. Sibarani

Bobby Liantono Kodrat

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA
SURABAYA
Agustus 2011**

HALAMAN PENGESAHAN

LAPORAN PENELITIAN PELAKSANAAN PENELITIAN APLIKATIF KREATIF

| | | |
|---|---------------------------------|---|
| 1 | a. Judul Penelitian | Perencanaan Pseudo Elastis: Evaluasi Kolom Elasts pada Bangunan Tidak Beraturan 6- dan 10-Lantai dengan Vertical Set-Back 50% di Wilayah 2 Peta Gempa Indonesia |
| | b. Bidang Ilmu | Teknik Sipil/ <i>Earthquake Engineering</i> |
| 2 | Ketua Peneliti: | |
| | a. Nama Lengkap dan Gelar | Ima Muljati, S.T., M.T., M.Eng. |
| | b. NIP | 93031 |
| | c. Jurusan/Fakultas/Pusat Studi | Teknik Sipil/ Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan |
| 3 | Alamat Ketua Peneliti | Jurusan Teknik Sipil, UK Petra Jl. Siwalankerto 121 – 131 Surabaya +62 31 2983398; imuljati@petra.ac.id |
| 4 | Jumlah Anggota Peneliti | 3 |
| | a. Nama Anggota Penelitian I | Prof. Ir. Benjamin Lumantarna, M.Eng., Ph.D. |
| | b. Nama Anggota Penelitian II | Barnabas H.H.B. Sibarani |
| | c. Nama Anggota Penelitian III | Bobby Liantono Kodrat |
| 5 | Lokasi Penelitian | Surabaya |
| 6 | Kerjasama dengan institusi lain | --- |
| 7 | Jangka Waktu Penelitian | 6 bulan |
| 8 | Biaya yang diusulkan | |
| | a. Sumber dari UK Petra | |
| | b. Sumber lainnya | Rp. 3,000,000 |
| | Total | Rp. 3,000,000 |

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Sipil

(Daniel Tjandra, S.T., M.Eng.)
NIP: 03010

Surabaya, 30 Agustus 2011
Ketua Peneliti,

(Ima Muljati, S.T., M.T., M.Eng.)
NIP: 93031

Mengetahui:
Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

(Ir. Handoko Sugiharto, M.T.)
NIP: 84028

PRAKATA

Penelitian ini merupakan bagian dari penelitian mengenai Kinerja Struktur Bangunan Gedung yang Direncanakan Menurut Metode Pseudo Elastis, yang dilakukan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Kristen Petra. Tujuan utama penelitian ini adalah mengevaluasi kinerja struktur beton ataupun baja di berbagai wilayah kegempaan di Indonesia dalam rangka memberikan kontribusi aktif dalam penyempurnaan standar perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung di Indonesia.

Dalam kesempatan ini Tim Peneliti mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada beberapa pihak yang telah terlibat, yaitu:

1. Tuhan Yang Maha Esa, atas perkenan dan hikmatnya sehingga penelitian ini boleh berlangsung dengan lancar.
2. Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Kristen Petra dan Kepala Lembaga Penelitian dan Pengabdian kepada Masyarakat Universitas Kristen Petra yang telah menyetujui pelaksanaan penelitian ini.
3. Ketua Jurusan Teknik Sipil UK Petra yang telah membantu proses seleksi dan administratif sehingga penelitian dapat terlaksana dengan baik.

Pada akhirnya penelitian ini tidak lepas dari beberapa kekurangan yang tidak bisa kami hindari. Untuk itu kami mohon maaf jika ada kesalahan, baik itu disengaja maupun tidak. Kami mengharapkan masukan dan semoga penelitian ini dapat berguna bagi semua pihak yang membutuhkan, terutama demi kemajuan dunia teknik sipil di Indonesia.

Surabaya, 30 Agustus 2011

Peneliti

PERENCANAAN *PSEUDO* ELASTIS : EVALUASI KOLOM ELASTIS PADA BANGUNAN TIDAK BERATURAN 6- DAN 10-LANTAI DENGAN *VERTICAL SET-BACK* 50% DI WILAYAH 2 PETA GEMPA INDONESIA

ABSTRAK

Sebagai alternatif perencanaan terhadap metode Perencanaan Kapasitas, Perencanaan Pseudo Elastis menawarkan prosedur perencanaan yang lebih singkat karena kolom-kolom dapat direncanakan secara terpisah dari perencanaan balok. Beberapa kolom direncanakan terhadap beban ultimit yang dikalikan dengan Faktor Pengali agar tetap dalam kondisi elastis, sedangkan beberapa kolom lainnya direncanakan terhadap beban ultimit dan diperbolehkan menjadi plastis. Beberapa penelitian terhadap kinerja bangunan beraturan yang direncanakan secara Pseudo Elastis menunjukkan hasil yang memuaskan. Akan tetapi hal ini tidak terjadi pada bangunan tidak beraturan. Beberapa kolom elastis mengalami pelelehan sehingga mekanisme *strong column weak beam* belum dapat tercapai secara sempurna. Penelitian ini bertujuan membandingkan dua skenario perencanaan *Pseudo* Elastis pada bangunan tidak beraturan. Pada skenario pertama, kolom-kolom elastis direncanakan menggunakan Faktor Pengali sesuai prosedur baku Perencanaan *Pseudo* Elastis, sedangkan pada skenario kedua kolom-kolom tersebut direncanakan menggunakan *Overstrength Factor* sebagaimana halnya dalam perencanaan kapasitas menurut SNI 03-2847-1992. Struktur yang ditinjau adalah bangunan perkantoran 6- dan 10-lantai dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 2 Peta Gempa Indonesia. Pemeriksaan kinerja struktur dilakukan dengan menggunakan analisis dinamis *time history* nonlinier. Hasil penelitian menunjukkan bahwa kinerja struktur yang direncanakan menurut skenario kedua lebih baik dibandingkan skenario pertama. Hal ini menunjukkan bahwa dalam prosedur perencanaan *Pseudo* Elastis masih memerlukan penyempurnaan lebih lanjut.

Kata kunci: Pseudo Elastis, Perencanaan Kapasitas, Kinerja Struktur, *Vertical Set-Back*

ABSTRACT

As an alternative seismic design to the capacity design method, partial capacity design offers the more effective design procedure because columns and beams can be designed independently. Some columns are designed based on the ultimate load multiplied by a magnification factor to keep them remains in elastic condition, while the other columns are designed based on the ultimate load and are allowed to become plastic. Several researches show that partial capacity design applied well on regular structures. However, in the case of irregular structures partial capacity design failed to achieve the expected mechanism due to the occurrence of some plastic hinges at the elastic columns. This study is aimed to compare and evaluate the performance of partial capacity design through two different design schemes. In the first scheme, the elastic columns are designed using the magnification factor as determined by the conventional partial capacity design. While in the second scheme, the elastic columns are designed

based on the standard capacity design according to SNI 03-2847-2002. The observed structures are 6- and 10-story office buildings with 50% vertical set-back in zone 2 of Indonesian seismic map. The structural performances are checked using nonlinear time history analysis. The results show that the structural performance produced by the second scheme is better than the first, leading to the needs of improvement and further investigation on the partial capacity design procedure.

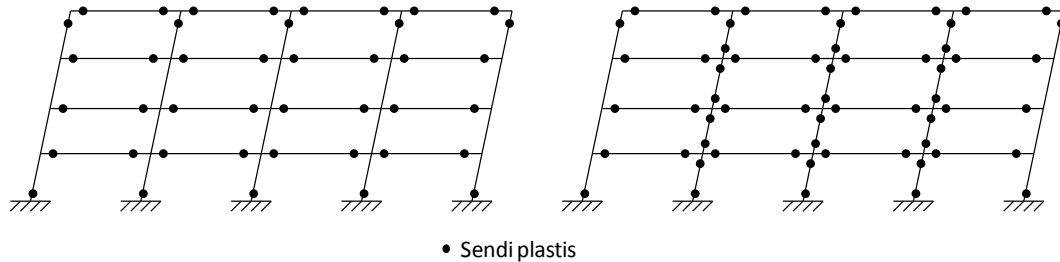
Key words: partial capacity design, capacity design, structural performance, vertical set-back

DAFTAR ISI

| | |
|--------------------------------|-----|
| HALAMAN JUDUL..... | i |
| HALAMAN PENGESAHAN..... | ii |
| PRAKATA..... | iii |
| ABSTRAK..... | iv |
| DAFTAR ISI..... | vi |
| 1. LATAR BELAKANG..... | 1 |
| 2. TUJUAN..... | 2 |
| 3. LANDASAN TEORI..... | 3 |
| 4. STRUKTUR YANG DITINJAU..... | 3 |
| 5. DESAIN DAN ANALISIS..... | 3 |
| 6. METODOLOGI PENELITIAN..... | 6 |
| 7. HASIL PENELITIAN..... | 7 |
| 8. KESIMPULAN DN SARAN..... | 14 |
| 9. DAFTAR PUSTAKA..... | 14 |

1. LATAR BELAKANG

Dalam perencanaan ketahanan gempa, struktur diharapkan memiliki mekanisme keruntuhan yang aman, yaitu *sidesway mechanism* sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 1a. Dalam mekanisme ini, sendi-sendi plastis diharapkan hanya terjadi pada ujung-ujung balok dan ujung bawah kolom dasar. Untuk mencapai hal tersebut dilakukanlah prosedur desain kapasitas dimana kolom direncanakan lebih kuat daripada balok (*strong column weak beam*). Kolom direncanakan berdasarkan kapasitas nominal balok yang dikalikan dengan faktor *overstrength*.



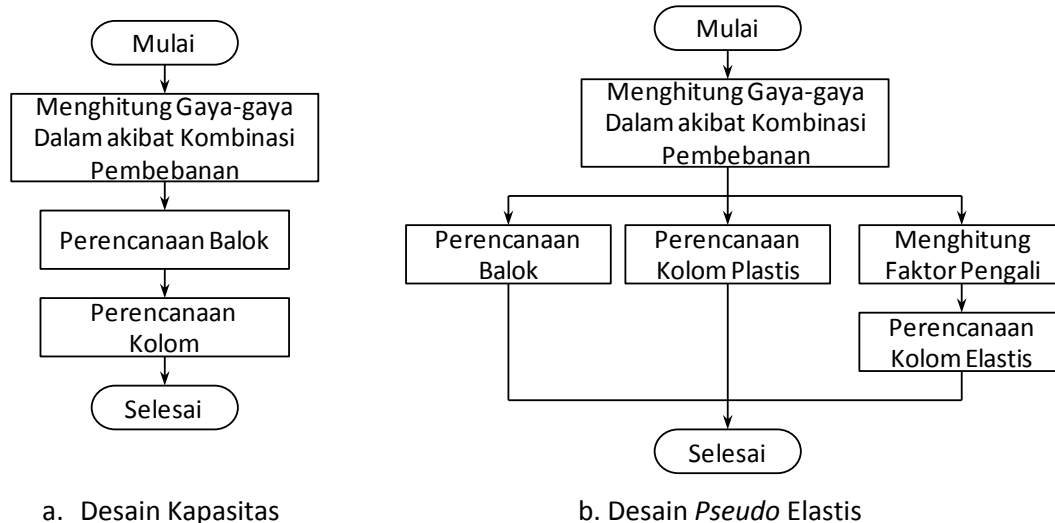
a. *Sidesway Mechanism*

b. *Partial Sidesway Mechanism*

Gambar 1 Mekanisme Keruntuhan Struktur yang Aman

Dalam prakteknya, prosedur desain kapasitas ini dirasakan kurang efisien karena perencanaan kolom tergantung dari kapasitas balok, dan desain balok baru bisa dilakukan setelah desain balok selesai dilakukan. Oleh sebab itu berkembanglah konsep perencanaan alternatif yang dinamakan Metode *Pseudo Elastis* (Muljati et al, 2011). Dalam metode ini, konsep *strong column weak beam* tetap dipertahankan namun menggunakan mekanisme yang aman lainnya yaitu *partial sidesway mechanism* (Gambar 1b), sebagaimana usulan Paulay (1986). Pada mekanisme ini sendi-sendi plastis diperbolehkan untuk terjadi pada beberapa kolom-kolom plastis, sedangkan sebagian kolom yang lain dijaga agar tetap elastis (umumnya kolom eksterior). Balok direncanakan sesuai prosedur standar seperti halnya dalam perencanaan kapasitas. Kolom plastis direncanakan terhadap kombinasi gaya-gaya seperti halnya balok, dan tidak perlu dilakukan desain kapasitas. Sedangkan kolom elastis direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan dengan faktor beban gempa diambil sebesar Faktor Pengali (FP) tertentu. Dengan demikian perencanaan balok dan kolom dapat dilakukan secara terpisah dan simultan. Gambar 2 menunjukkan perbedaan prosedur desain kapasitas dan *Pseudo Elastis* secara grafis.

Metode *Pseudo Elastis* telah terbukti menghasilkan kinerja struktur yang baik pada bangunan beraturan di daerah gempa kecil (Muljati dan Lumantarna, 2006) maupun gempa besar (Muljati dan Lumantarna, 2008). Namun penelitian Santosa dan Untari (2011) pada bangunan tidak beraturan dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 2 peta gempa Indonesia menunjukkan terjadi kegagalan pada kolom elastis. Konsep *strong column weak beam* tidak terjamin. Hal ini disebabkan karena kolom elastis tidak didesain berdasarkan kapasitas tulangan balok yang terpasang. Penyeragaman jumlah tulangan balok yang terpasang (untuk memudahkan pelaksanaan di lapangan) menyebabkan kapasitas nominal balok menjadi lebih besar dibandingkan momen rencana kolom yang diperoleh pada metode *Pseudo Elastis*. Kapasitas kolom tidak dijamin selalu lebih besar daripada kapasitas balok-balok yang merangkanya.



Gambar 2 Perbedaan Prosedur Desain Kapasitas dan *Pseudo Elastis*

Untuk itu perlu dilakukan penelitian lebih lanjut terhadap kinerja kolom elastis pada bangunan tidak beraturan dengan *vertical set-back* 50% yang direncanakan secara *Pseudo Elastis*. Besarnya Faktor Pengali yang dipergunakan perlu diperiksa lebih lanjut mengapa tidak bisa menjamin terjadinya *strong column weak beam* yang diharapkan. Apakah momen rencana yang diperoleh dari metode *Pseudo Elastis* konvensional ini perlu diperiksa terlebih dahulu terhadap kapasitas nominal balok yang merangkainya sebagaimana halnya pada desain kapasitas konvensional?

Setidaknya diperlukan 2 skenario penelitian terhadap kolom elastis tersebut. Skenario pertama, kolom elastis direncanakan sesuai metode *Pseudo Elastis* konvensional dimana kolom direncanakan terhadap beban gravitasi ditambah dengan beban gempa yang diperbesar dengan FP sesuai persamaan (1). Untuk selanjutnya skenario pertama ini disebut perencanaan *Pseudo Elastis* I. Skenario kedua, kolom elastis yang sama direncanakan sesuai metode perencanaan kapasitas menurut SNI 03-2847-1992, dimana kolom elastis diperiksa terhadap kapasitas nominal balok yang merangkainya dikalikan *overstrength factor*. Untuk selanjutnya perencanaan skenario kedua ini akan disebut perencanaan *Pseudo Elastis* II.

2. TUJUAN

Penelitian ini bertujuan mengetahui kinerja bangunan tidak beraturan dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 2 peta gempa Indonesia yang kolom-kolom elastisnya direncanakan secara *Pseudo Elastis* I dibandingkan dengan yang direncanakan secara *Pseudo Elastis* II.

3. LANDASAN TEORI

Dalam metode *Pseudo* Elastis, seluruh kolom diasumsikan menerima beban gempa yang sama hingga terjadi sendi plastis pada kolom-kolom plastis. Setelah itu, kelebihan gaya geser yang terjadi karena adanya sendi plastis tersebut akan dipikul oleh kolom-kolom elastis. Oleh karena itu, kolom-kolom elastis harus didesain lebih kuat daripada kolom-kolom plastis. Hal ini dapat dicapai dengan memberi suatu faktor pengali (FP) yang berfungsi sebagai faktor beban gempa pada kombinasi pembebanan yang diterima oleh kolom elastis.

Adapun modifikasi rumus untuk FP yang digunakan pada penelitian terakhir oleh Muljati dan Lumantarna (2011) adalah sebagai berikut:

$$FP = \frac{C^T}{C^{500}} \frac{\mu - f_1 n_{pl} R_{pl}}{n_{el} R_{el}} \quad (1)$$

Keterangan:

- FP = faktor pengali kolom elastis (kolom eksterior)
- C^T = faktor respons gempa target
- C^{500} = faktor respons gempa periode ulang 500 tahun
- μ = daktilitas bangunan
- n_{pl} = jumlah kolom plastis
- R_{pl} = gaya geser dasar yang mampu dipikul oleh kolom plastis
- n_{el} = jumlah kolom elastis
- R_{el} = gaya geser dasar yang mampu dipikul oleh kolom elastis

Faktor respon gempa target C^T diperoleh dari spektrum respon elastis yang ditentukan berdasarkan periode plastis $T_{plastis}$ yang diperoleh dari persamaan empiris (Muljati dan Lumantarna 2008):

$$T_{plastis} = 2.969 T_{elastis} + 0.313 \quad (2)$$

Keterangan:

- $T_{plastis}$ = periode plastis
- $T_{elastis}$ = periode elastis

4. STRUKTUR YANG DITINJAU

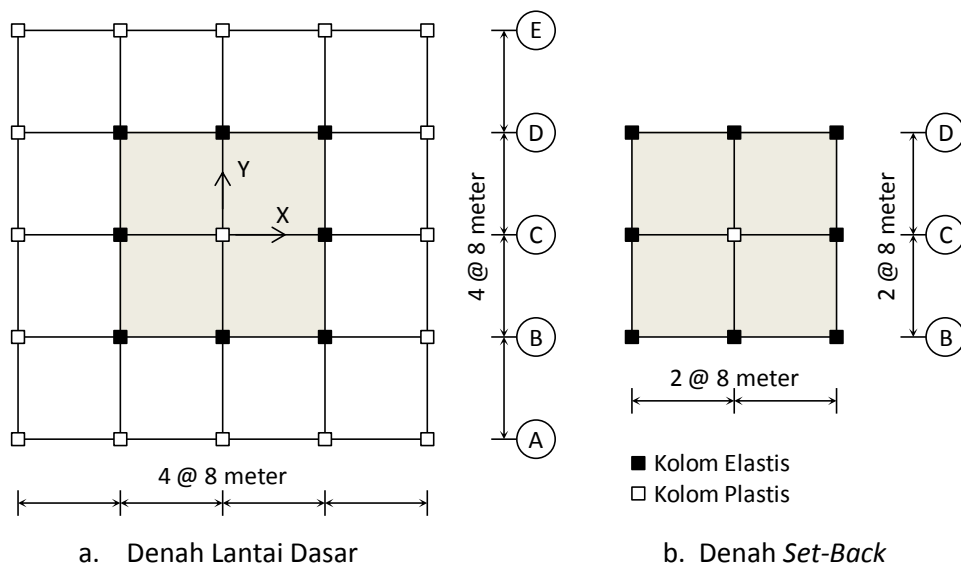
Pada penelitian ini ditinjau dua buah bangunan yaitu bangunan beton bertulang 6- dan 10-lantai dengan *vertical set-back* 50%. Denah dan elevasi bangunan dapat dilihat pada Gambar 3 dan 4.

5. DESAIN DAN ANALISIS

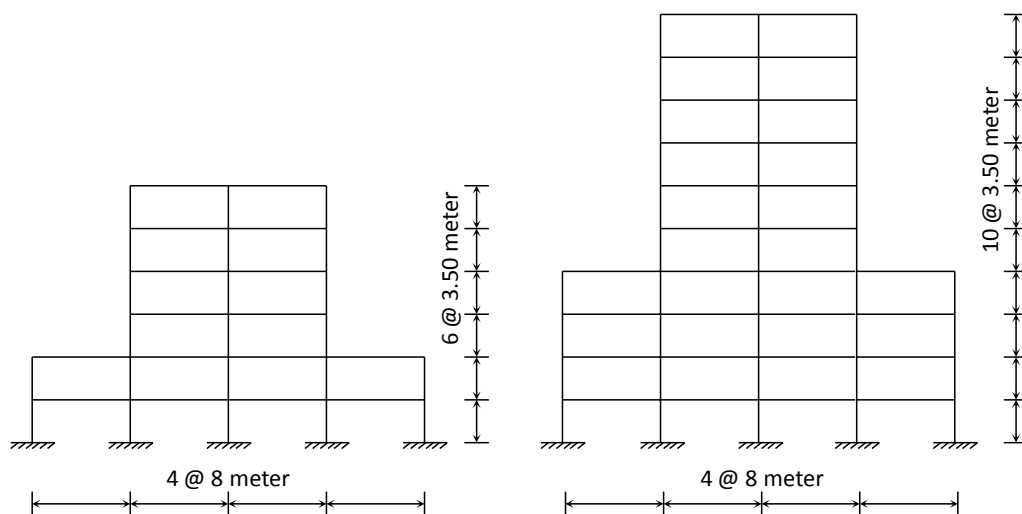
Asumsi-asumsi yang digunakan dalam perencanaan:

- Pada bagian eksterior bangunan terdapat dinding yang terbuat dari pasangan bata dengan tebal 15 cm.

- Bangunan berdiri di atas tanah lunak di Wilayah 2 Peta Gempa Indonesia menurut SNI 03-1726-2002.
- Pembatasan waktu getar alami fundamental yang disyaratkan dalam SNI 03-1726-2002 pasal 5.6 tidak ditinjau untuk preliminary design dimensi balok dan kolom yang digunakan. Evaluasi kinerja batas layan maupun kinerja batas ultimit seperti yang disyaratkan pada SNI 03-1726-2002 pasal 8.1 dan 8.2 tetap dilakukan.
- Pengaruh P-delta yang disyaratkan dalam SNI 03-1726-2002 pasal 5.7 tetap diperhitungkan untuk mengantisipasi struktur gedung yang fleksibel, dimana terjadi simpangan yang besar akibat beban gempa lateral sehingga menimbulkan momen tambahan pada struktur.

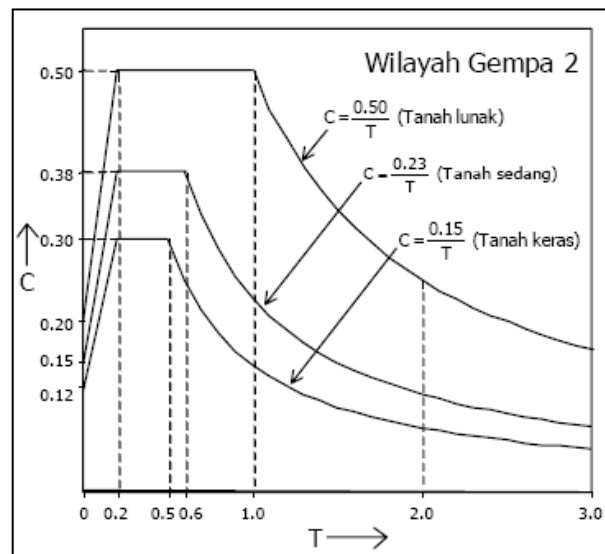


Gambar 3 Denah Bangunan yang Ditinjau



Gambar 4 Elevasi Bangunan yang Ditinjau (As C)

- Pengaruh *Rigid Zone Factor* pada pertemuan balok dan kolom menggunakan program SAP 2000 v11.00 diambil sebesar 1 dengan *offset length automatic from connectivity*.
- Beban yang bekerja :
 - Beban mati dan beban hidup untuk gedung perkantoran sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 yang selanjutnya disebut PPIUG-83.
 - Beban gempa sesuai analisis ragam respons spektrum wilayah 2 Peta Gempa Indonesia menurut SNI 03-1726-2002 (Gambar 5)



Gambar 5 Respons Spektrum Gempa Rencana (SNI 03-1726-2002)

- Faktor keutamaan gedung I diambil sebesar = 1.00 (gedung perkantoran).
- Desain penulangan balok dan kolom menggunakan perencanaan Desain Kapasitas menurut SNI 03-2847-1992, baik untuk tulangan longitudinal maupun tulangan transversal. Namun perencanaan tulangan transversal untuk elemen balok dan kolom yang disyaratkan dalam pasal 13.5.6.9. tidak ditinjau.
- Tulangan yang dipakai adalah tulangan yang telah dibulatkan dan diseragamkan dengan memperhatikan kemudahan pelaksanaan di lapangan. Sehingga faktor kelebihan bahan ikut diperhitungkan.
- Persyaratan penggunaan inersia efektif untuk elemen balok maupun kolom yang disyaratkan dalam SNI 03-1726-2002 pasal 5.5. tidak ditinjau, karena dalam pemodelan kekakuan balok tidak diperhitungkan kekakuan pelat lantai yang sebenarnya pengaruhnya cukup signifikan untuk peningkatan kekakuan balok.
- Pada penelitian Chandra dan Arden (2007) didapatkan bahwa nilai *overstrength factor* dalam SNI 03-2847-1992 diperkirakan sebesar 1.625 sedangkan pada SNI 03-2847-2002 nilai tersebut jauh lebih kecil yaitu sebesar 1.20. Berdasarkan penelitian tersebut, maka pada penelitian ini, kolom elastis *Pseudo* Elastis II direncanakan terhadap kapasitas nominal balok yang merangkainya dikalikan *overstrength factor* yang mengacu pada SNI 03-2847-1992.

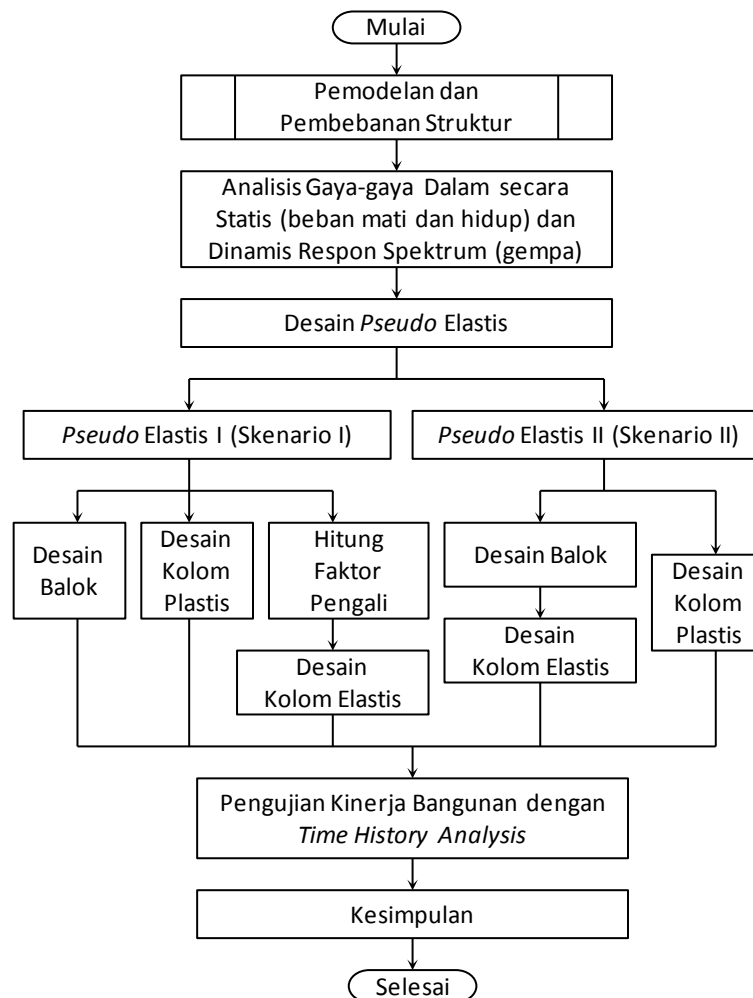
- Pengujian kinerja bangunan menggunakan metode analisis dinamis *Time History Nonlinear* menggunakan program SAP 2000 v11.00 dengan gempa El-Centro 15 Mei 1940 N-S yang dimodifikasi agar responnya sesuai Wilayah 2 Peta Gempa Indonesia dengan periode ulang 200,500, dan 1000 tahun.

Peraturan-peraturan yang digunakan dalam melakukan desain adalah:

- Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Rumah dan Gedung, SNI 03-1726-2002 (Badan Standarisasi Nasional, 2002).
- Tata Cara Perhitungan Bangunan Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-1992 (Badan Standarisasi Nasional, 1992).
- Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan, 1983).

6. METODOLOGI PENELITIAN

Alur penelitian ini dapat digambarkan dalam bentuk diagram alir seperti ditunjukkan pada pada Gambar 6.



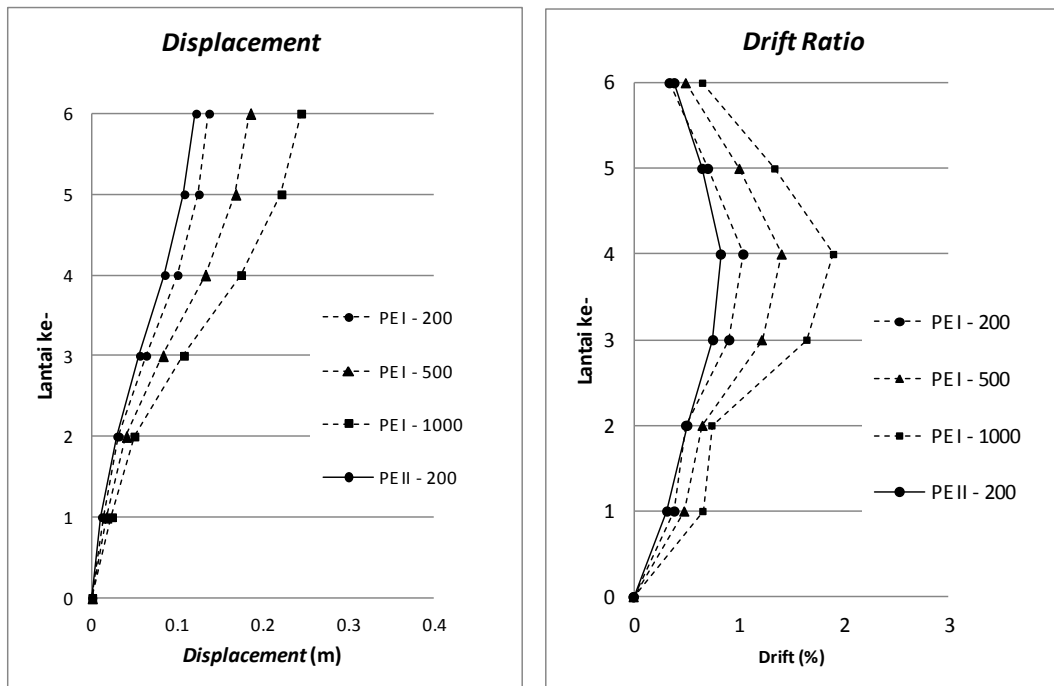
Gambar 6 Diagram Alir Metodologi Penelitian

Penelitian ini diawali dengan pembuatan model struktur secara 3D menggunakan program SAP 2000 v11.00. Struktur menerima beban gravitasi yang berasal dari beban mati (berat sendiri struktur) dan beban hidup, dan beban gempa yang dimodelkan sebagai beban dinamis menggunakan respon spektrum.

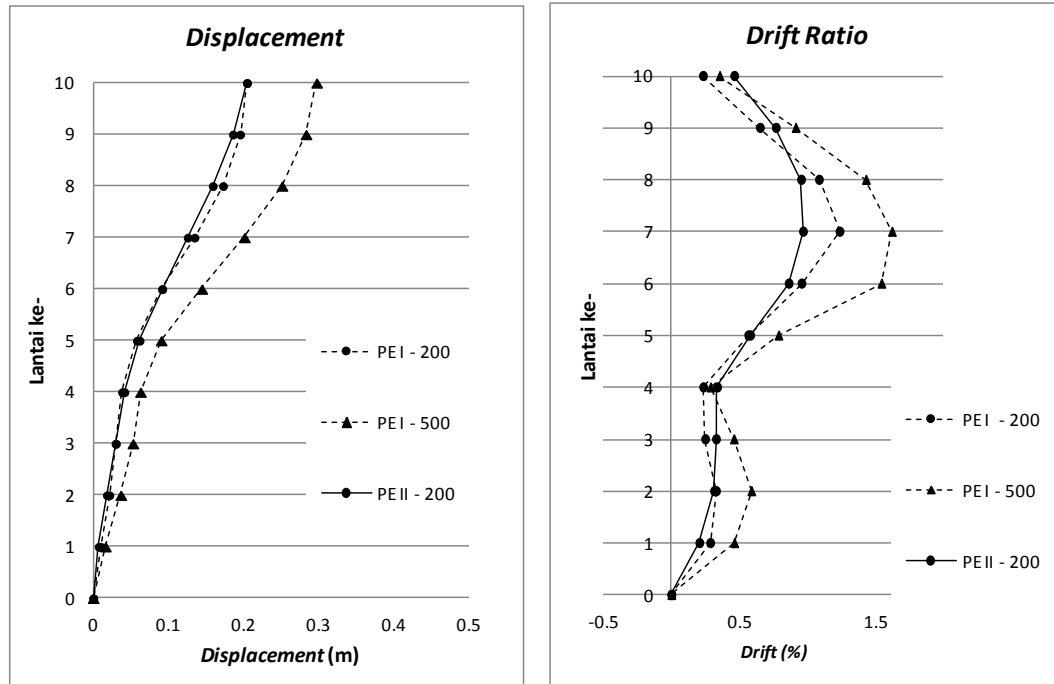
Setelah gaya-gaya dalam diperoleh, selanjutnya dilakukan prosedur desain *Pseudo* Elastis menurut skenario I dan II pada elemen balok dan kolom sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 6. Kapasitas deformasi elemen balok dan kolom ditentukan berdasarkan tulangan yang terpasang. Hubungan antara momen dan kurvatur didapatkan dengan bantuan program ESDAP (Pono dan Lidyawati 2003). Kemudian dilakukan analisis riwayat waktu untuk menentukan kinerja struktur. Kinerja struktur diukur menggunakan parameter *drift* dan *damage index*.

7. HASIL PENELITIAN

Gambar 7 dan 8 menunjukkan *displacement* dan *drift ratio* dari bangunan 6- dan 10-lantai yang direncanakan berdasarkan desain *Pseudo* Elastis skenario I dan II (PE I dan PE II) untuk berbagai level gempa. Sesuai SNI 03-1726-2002, target perencanaan adalah untuk level gempa 500 tahun.



Gambar 7 *Displacement* dan *Drift Ratio* Bangunan 6-Lantai



Gambar 8 Displacement dan Drift Ratio Bangunan 10-Lantai

Displacement dan *drift ratio* yang ditampilkan pada Gambar 7 dan 8 adalah nilai maksimum dalam arah X saja sedangkan untuk arah Y tidak ditampilkan karena menghasilkan nilai yang sama akibat denah bangunan yang simetris. Tidak semua varian struktur mampu menahan beban yang bekerja. Berdasarkan peninjauan terhadap parameter *drift*, semua bangunan menunjukkan *displacement* dan *drift* yang berlebihan. Meskipun demikian bangunan skenario I memiliki kinerja yang baik hingga level gempa rencana 500 tahun. Hanya bangunan 10-lantai saja yang mengalami kegagalan struktur, itupun pada level gempa 1000 tahun. Tidak demikian halnya dengan bangunan skenario II. Analisis *time history* menunjukkan bangunan skenario II telah mengalami keruntuhan pada level gempa rencana 500 tahun. Itulah sebabnya pada Gambar 7 dan 8 tidak ditunjukkan hasil analisis untuk PE II-500 dan PE II-1000 baik pada bangunan 6-lantai maupun 10-lantai. Kinerja bangunan berdasarkan parameter *drift* ditunjukkan secara matriks pada Tabel 1 (Sibarani dan Kodrat, 2011).

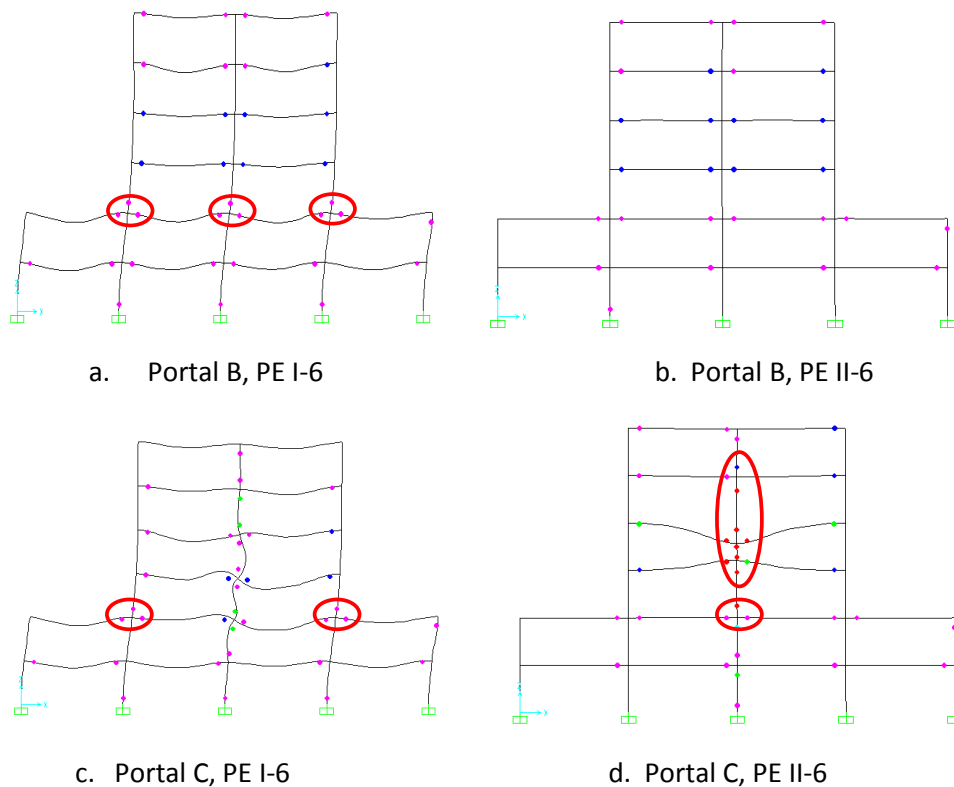
Selanjutnya dilakukan pemeriksaan terhadap lokasi-lokasi sendi plastis apakah sudah memenuhi kinerja seperti yang diharapkan, yaitu membentuk mekanisme *partial side-sway*. Pada mekanisme ini, seluruh balok dan kolom plastis diperkenankan mengalami pelelehan sedangkan kolom elastis tidak boleh mengalami pelelehan kecuali pada ujung atas kolom lantai teratas dan ujung bawah kolom dasar (Gambar 1b). Untuk level gempa 200 tahun, seluruh bangunan menunjukkan mekanisme yang baik.

Pada level gempa rencana 500 tahun, beberapa kolom elastis bangunan skenario I, khususnya di bagian *set-back* portal B dan C mulai mengalami pelelehan (Gambar 9a, 9c, 10a, 10c). Akan tetapi pelelehan kolom elastis ini sebelumnya telah diawali oleh pelelehan balok yang merangkainya. Dengan demikian *beam side sway mechanism* masih terjadi. Sedangkan pada bangunan skenario II, meskipun tidak terjadi pelelehan pada kolom elastis namun struktur 6-lantai mengalami keruntuhan akibat pelelehan yang berlebihan pada kolom plastis pada portal C (Gambar 9b dan 9d). Pada struktur 10-

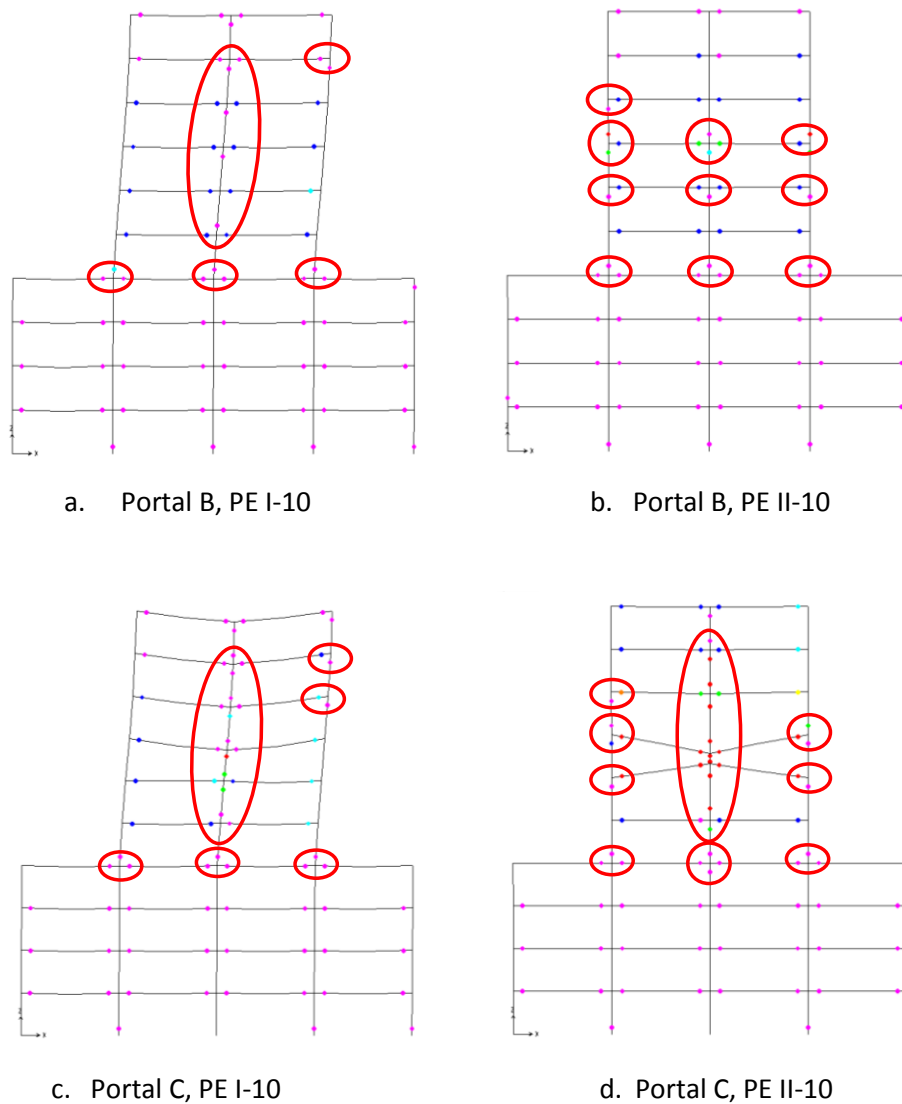
lantai skenario II, bangunan tidak dapat mempertahankan stabilitasnya akibat pelelehan yang berlebihan baik pada kolom elastis maupun kolom plastis. Dengan demikian bangunan PE II-6 masih mengalami *beam side sway mechanism*, dan tidak demikian halnya dengan bangunan PE II-10.

Tabel 1 Kinerja Bangunan Berdasarkan *Drift Ratio* (ACMC, 2001)

| Periode Ulang | Struktur Bangunan | Performance Level | | | | |
|---------------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------------|
| | | First Yield | Serviceability Limit State | Damage Control Limit State | Safety Limit State | Unacceptable Limit State |
| 200 | PE I-6 | | | | 1,04 | |
| | PE II-6 | | | 0,91 | | |
| | PE I-10 | | | | 1,33 | |
| | PE II-10 | | | | 1,21 | |
| 500 | PE I-6 | | | | 1,41 | |
| | PE II-6 | | | | | ✓ |
| | PE I-10 | | | | 1,72 | |
| | PE II-10 | | | | | ✓ |
| 1000 | PE I-6-6 | | | | 1,9 | |
| | PE II-6-6 | | | | | ✓ |
| | PE I-6-10 | | | | | ✓ |
| | PE II-6-10 | | | | | ✓ |
| <i>Drift</i> Maksimum (%) | | < 0,5 | 0,50 | 1,00 | 2,00 | > 2,00 |
| | | Target Desain | | | | |



Gambar 9 Lokasi Sendi Plastis pada Portal B dan C Bangunan 6-lantai (500 tahun)



Gambar 10 Lokasi Sendi Plastis pada Portal B dan C Bangunan 10-lantai (500 tahun)

Rangkuman evaluasi terjadinya mekanisme *partial side sway* untuk seluruh varian bangunan yang ditinjau disajikan dalam Tabel 2.

Tabel 2 Hasil Pengamatan Terhadap Terjadinya Mekanisme *Partial Side-sway*

| Level Gempa | Bangunan | Skenario I (PE I) | Skenario II (PE II) |
|-------------|-----------|-------------------|----------------------------------|
| 200 tahun | 6-lantai | OK | OK |
| | 10-lantai | | |
| 500 tahun | 6-lantai | OK | NOT OK (Gambar 9d, 10b, dan 10d) |
| | 10-lantai | | |
| 1000 tahun | 6-lantai | NOT OK | NOT OK |
| | 10-lantai | | |

Pengukuran kinerja bangunan juga dilakukan berdasarkan nilai *damage index* yang terjadi pada komponen balok, kolom plastis dan kolom elastis. *Damage index* didefinisikan sebagai rasio rotasi plastis terhadap rotasi leleh yang terjadi pada komponen struktur. Batasan *damage index* maksimum untuk *serviceability-*, *damage control-*, dan *safety-limit state* berturut-turut diambil sebesar 0.25, 0.40, dan 1.00 sesuai ACMC (2001). Kinerja struktur berdasarkan *damage index* balok, kolom plastis, dan kolom elastis ditunjukkan pada Tabel 3 – 5 (Sibarani dan Kodrat, 2011).

Tabel 3 Kinerja Bangunan Berdasarkan *Damage Index* Balok (ACMC, 2001)

| Periode Ulang | Struktur Bangunan | Performance Level | | | | |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------------|
| | | First Yield | Serviceability Limit State | Damage Control Limit State | Safety Limit State | Unacceptable Limit State |
| 200 | PE I-6 | | ✓ | | | |
| | PE II-6 | ✓ | | | | |
| | PE I-10 | | ✓ | | | |
| | PE II-10 | | ✓ | | | |
| 500 | PE I-6 | | ✓ | | | |
| | PE II-6 | | | | | ✓ |
| | PE I-10 | | | ✓ | | |
| | PE II-10 | | | | | ✓ |
| 1000 | PE I-6-6 | | | ✓ | | |
| | PE II-6-6 | | | | | ✓ |
| | PE I-6-10 | | | | | ✓ |
| | PE II-6-10 | | | | | ✓ |
| <i>Damage Index</i> Maksimum (%) | | <0,10 | 0,10 - 0,25 | 0,25 - 0,40 | 0,40 - 1,00 | > 1,00 |
| Target Desain | | | | | | |

Tabel 4 Kinerja Bangunan Berdasarkan *Damage Index* Kolom Plastis (ACMC, 2001)

| Periode Ulang | Struktur Bangunan | Performance Level | | | | |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------------|
| | | First Yield | Serviceability Limit State | Damage Control Limit State | Safety Limit State | Unacceptable Limit State |
| 200 | PE I-6 | | ✓ | | | |
| | PE II-6 | ✓ | | | | |
| | PE I-10 | | | ✓ | | |
| | PE II-10 | | | | | ✓ |
| 500 | PE I-6 | | | | ✓ | |
| | PE II-6 | | | | | ✓ |
| | PE I-10 | | | | | ✓ |
| | PE II-10 | | | | | ✓ |
| 1000 | PE I-6-6 | | | | ✓ | |
| | PE II-6-6 | | | | | ✓ |
| | PE I-6-10 | | | | | ✓ |
| | PE II-6-10 | | | | | ✓ |
| <i>Damage Index</i> Maksimum (%) | | <0,10 | 0,10 - 0,25 | 0,25 - 0,40 | 0,40 - 1,00 | > 1,00 |
| Target Desain | | | | | | |

Tabel 5 Kinerja Bangunan Berdasarkan *Damage Index* Kolom Elastis (ACMC, 2001)

| Periode Ulang | Struktur Bangunan | Performance Level | | | | |
|----------------------------------|-------------------|-------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------|--------------------------|
| | | First Yield | Serviceability Limit State | Damage Control Limit State | Safety Limit State | Unacceptable Limit State |
| 200 | PE I-6 | | | | | |
| | PE II-6 | | | | | |
| | PE I-10 | ✓ | | | | |
| | PE II-10 | | | | | |
| 500 | PE I-6 | ✓ | | | | |
| | PE II-6 | | | | | ✓ |
| | PE I-10 | | | ✓ | | |
| | PE II-10 | | | | | ✓ |
| 1000 | PE I-6-6 | ✓ | | | | |
| | PE II-6-6 | | | | | ✓ |
| | PE I-6-10 | | | | | ✓ |
| | PE II-6-10 | | | | | ✓ |
| <i>Damage Index</i> Maksimum (%) | | <0,10 | 0,10 - 0,25 | 0,25 - 0,40 | 0,40 - 1,00 | > 1,00 |
| | | Target Desain | | | | |

Berdasarkan parameter *damage index* balok, kolom plastis dan kolom elastis, seluruh struktur skenario I telah menunjukkan kinerja yang baik hingga level gempa rencana 500 tahun kecuali bangunan PE I-10. Sedang bangunan skenario II tidak dapat dievaluasi karena telah mengalami keruntuhan

Kegagalan kolom elastis pada bangunan PE I-6 dan PE I-10 dikarenakan kolom elastisnya tidak didesain berdasarkan kapasitas nominal balok yang merangkanya. Hal ini menunjukkan bahwa metode PE I sebaiknya melibatkan pemeriksaan kapasitas kolom elastis terhadap kapasitas balok yang merangkanya. Kapasitas kolom elastis tersebut minimal harus 1.625 kali lebih besar dari kapasitas balok yang merangkanya seperti yang dilakukan dalam metode PE II.

Selain itu faktor pembulatan jumlah tulangan balok juga menjadi penyebab kegagalan kolom elastis. Dalam studi ini terjadi pembulatan tulangan balok terpasang sebesar 16.50. Meskipun pembulatan ini tidak terlalu besar, namun hal ini dapat menyebabkan kapasitas balok menjadi lebih besar dan tidak dapat diimbangi oleh kapasitas kolom elastis. Hal ini mengindikasikan bahwa Faktor Pengali yang dipergunakan untuk merencanakan kapasitas kolom elastis dalam desain PE I tidak cukup aman untuk menjamin terjadinya mekanisme yang dikehendaki.

Untuk menguji hipotesis ini, selanjutnya studi ini melakukan *redesign* terhadap bangunan PE II-6 dan PE I-10, yaitu dengan memperbesar kapasitas kolom plastis 3C pada portal C (Gambar 9d dan 10d) dengan menambah tulangan lentur. Dimensi kolom tetap diambil sama dengan dimensi kolom sebelum *redesign*. Perubahan jumlah tulangan bagi kolom tersebut dapat dilihat pada Tabel 6. Ternyata setelah dilakukan *redesign*, kinerja kedua struktur menjadi lebih baik. Pada level gempa rencana 500 tahun struktur tidak mengalami keruntuhan. Sesuai yang diharapkan, kolom plastis yang di-*redesign* menunjukkan kinerja yang baik.

Tabel 6 Perubahan Jumlah Tulangan Kolom 3C, Portal C

| Lantai | Bangunan PE II-6 | | Bangunan PE I-10 | |
|--------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | Sebelum Redesign | Setelah Redesign | Sebelum Redesign | Setelah Redesign |
| 1 | 8D22 | 16D22 | 32D25 | 32D25 |
| 2 | 8D22 | 16D22 | 24D25 | 24D25 |
| 3 | 8D22 | 16D22 | 24D25 | 24D25 |
| 4 | 8D22 | 16D22 | 16D25 | 16D25 |
| 5 | 4D22 | 12D22 | 20D25 | 24D25 |
| 6 | 4D22 | 12D22 | 12D25 | 16D25 |
| 7 | | | 8D25 | 16D25 |
| 8 | | | 8D25 | 16D25 |
| 9 | | | 8D25 | 16D25 |
| 10 | | | 8D25 | 16D25 |

Pada bangunan PE II-10 untuk gempa 500 tahun terjadi kegagalan di kolom elastis dan kolom plastis bagian tengah yang menyebabkan analisis *time history* terhenti pada detik 4,48. Hal ini disebabkan oleh pemasangan tulangan balok yang terlalu banyak akibat penyeragaman jumlah tulangan pada ujung kiri dan kanan balok. Penyeragaman ini menyebabkan kapasitas balok menjadi bertambah besar sehingga kebutuhan kapasitas kolom elastis dan plastis yang direncanakan menurut konsep *pseudo* elastis menjadi berlebih dan tidak dapat dipenuhi oleh besarnya Faktor Pengali yang dipergunakan. Untuk itu dilakukan *redesign* dengan memasang jumlah tulangan balok yang berbeda pada sisi kiri dan kanan balok (d disesuaikan menurut kebutuhan masing-masing), dan menaikkan kapasitas kolom plastis tengah (kolom 3C) untuk menghindari kegagalan kolom tersebut. Hasil *redesign* menunjukkan tidak terjadi kegagalan pada kolom elastis dan kolom plastis.

Perbandingan penggunaan volume beton dan baja tulangan yang dipergunakan pada bangunan PE I dan PE II ditunjukkan pada Tabel 7. Pada umumnya penggunaan volume beton dan baja pada desain PE I lebih hemat dibanding PE II, yaitu sekitar 90 - 94% untuk beton dan 82 - 87%.

Tabel 7 Perbandingan Volume dan Berat

| Bangunan | Komponen Struktur | Volume Beton (m ³) | | | Berat Tulangan (ton) | | | | | | |
|-----------|-------------------|--------------------------------|---------------|--------------------|----------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------------|
| | | PE I | PE II | Rasio PE I : PE II | Lentur | | Geser | | Total | | Rasio PE I : PE II |
| | | | | | PE I | PE II | PE I | PE II | PE I | PE II | |
| 6 lantai | Balok | 197.12 | 197.12 | 1.00 | 16.16 | 15.85 | 5.39 | 4.14 | 21.55 | 19.99 | 1.08 |
| | Kol. Plastis | 21.28 | 26.96 | 0.79 | 8.02 | 7.10 | 2.25 | 2.23 | 10.27 | 9.33 | 1.10 |
| | Kol. Elastis | 44.94 | 67.48 | 0.67 | 11.32 | 21.93 | 6.43 | 5.82 | 17.75 | 27.75 | 0.64 |
| | Total | 263.34 | 291.56 | 0.90 | 35.50 | 44.88 | 14.07 | 12.19 | 49.57 | 57.07 | 0.87 |
| 10 lantai | Balok | 445.44 | 445.44 | 1.00 | 16.42 | 16.84 | 8.82 | 8.8 | 25.24 | 25.64 | 0.98 |
| | Kol. Plastis | 43.89 | 43.89 | 1.00 | 12.52 | 12.08 | 4.72 | 4.78 | 17.24 | 16.86 | 1.02 |
| | Kol. Elastis | 90.23 | 124.67 | 0.72 | 14.67 | 30.32 | 6.51 | 4.62 | 21.18 | 34.94 | 0.61 |
| | Total | 579.56 | 614.00 | 0.94 | 43.61 | 59.24 | 20.05 | 18.2 | 63.66 | 77.44 | 0.82 |

8. KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan evaluasi kinerja struktur 6- dan 10-lantai dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 6 peta gempa Indonesia yang kolom elastisnya direncanakan berdasarkan dua skenario *pseudo* elastis yang berbeda, dapat ditarik kesimpulan bahwa:

desain *pseudo* elastis dapat diterapkan dengan catatan bahwa kapasitas kolom elastis tetap perlu diperiksa terhadap kapasitas balok yang merangkanya. Hal ini perlu dilakukan mengingat ada kemungkinan kapasitas balok menjadi berlebihan akibat pembulatan jumlah tulangan terpasang dan kapasitas nominal kolom yang ditentukan menggunakan Faktor Pengali menjadi tidak mencukupi untuk menjamin terjadinya mekanisme keruntuhan yang aman (*strong column weak beam*).

Studi ini menyarankan agar dilakukan penelitian lebih lanjut mengenai desain *pseudo* elastis pada bangunan *vertical set-back* lainnya, baik yang memiliki konfigurasi denah yang berbeda maupun yang terletak pada wilayah dengan resiko kegempaan lainnya.

9. DAFTAR PUSTAKA

- ACMC 2001. (2001). *Asian Concrete Model Code Level 1 & 2 Documents*. Tokyo: Author.
- Badan Standarisasi Nasional. (1992). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*. SNI 03-2847-1992. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Rumah dan Gedung*. SNI 03-1726-2002. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*. SNI 03-2847-2002. Jakarta.
- Chandra, A. dan Dhannyanto. (2003). *Alternatif perencanaan struktur rangka beton bertulang dengan pseudo elastis*. Skripsi No.1297/SIP/2003. Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Muljati, I. and Lumantarna, B. (2008). Performance of partial capacity design on fully ductile moment resisting frame in highly seismic area in Indonesia. *The Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-11)*. Taipei: Author.
- Muljati, I. and Lumantarna, B. (2011). The use of magnification factor formula in partial capacity design method on fully ductile moment resisting frame. *The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-12)*. Hongkong, Januari, 2011.
- Muljati, I., Lumantarna, B., Saputra, R.H., Soegiarto, A. (2006). Partial capacity design, an alternative to the capacity design method, progress in mechanics of structures and materials. *Proceedings of The 19th Australasian Biennial Conference on The Mechanics of Structures and Materials* (pp. 409-414).
- Muljati, I., Lumantarna, B., Saputra, R.H., Soegiarto, A. (2006). Partial capacity design, an alternative to the capacity design method, progress in mechanics of structures and

materials. *Proceedings of The 19th Australasian Biennial Conference on The Mechanics of Structures and Materials* (pp. 409-414).

Paulay, T. (1986). A critique of the special provisions for seismic design of the building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-83). *American Concrete Institute Journal* (pp. 274-283).

Santosa, Y. dan Untari L.A. (2011). *Evaluasi Metode Desain Pseudo Elastis untuk Bangunan Tidak Beraturan 6- dan 10- Lantai dengan Vertical Set-Back 50% di Wilayah 2 Peta Gempa Indonesia*. Skripsi No. 11011752/SIP/2011. Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Petra, Surabaya.

Sibarani, B.H.H.B. dan Kodrat, B.L. (2011). *Perencanaan Pseudo Elastis: Evaluasi Kolom Elastis pada Bangunan Tidak Beraturan 6- dan 10-Lantai dengan Vertical Set-Back 50% di Wilayah 2 Peta Gempa Indonesia*. Skripsi No: 11011782/SIP/2011. Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Petra, Surabaya.