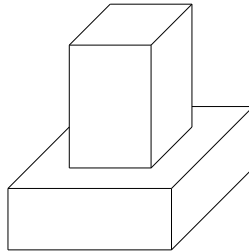


BAB I PENDAHULUAN

SNI 03-1726-2002 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung di Indonesia, mengklasifikasikan bangunan menjadi bangunan beraturan dan tidak beraturan tergantung pada responnya terhadap gempa. Perencanaan bangunan beraturan menggunakan analisis statik (*static equivalent*), sedangkan bangunan tidak beraturan memperhitungkan pengaruh gempa rencana sebagai beban dinamik, dan analisisnya dilakukan dengan metode *response spectrum* atau *time history*.

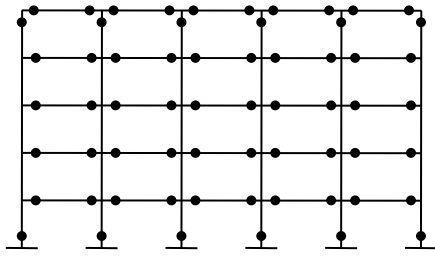
Bangunan dapat dikategorikan sebagai bangunan beraturan jika memenuhi persyaratan seperti yang tercantum dalam SNI 03-1726-2002. Salah satu syarat dalam pasal 4.2.1 meninjau tentang loncatan bidang muka (*vertical set-back*). *Vertical set-back* (Gambar 1.1) adalah loncatan bidang muka pada suatu struktur bangunan yang dapat menimbulkan konsentrasi tegangan pada sambungan antara bagian bawah dan atas gedung.



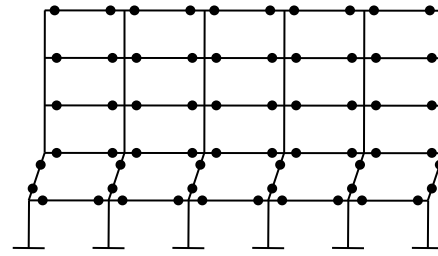
Gambar 1.1 Struktur dengan *Vertical Set-Back*

Bangunan ditetapkan sebagai bangunan beraturan jika sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian bangunan yang menjulang dalam masing-masing arah tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian bangunan sebelah bawahnya. Untuk struktur bangunan yang tidak memenuhi ketentuan tersebut maka digolongkan dalam struktur bangunan tidak beraturan.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, pola keruntuhan yang aman menurut SNI 03-1726-2002 adalah *side sway mechanism* (Gambar 1.2). *Side sway mechanism* ini diharapkan terjadi untuk menghindari *soft story mechanism* yang sangat berbahaya bagi struktur (Gambar 1.3). *Soft story mechanism* terjadi jika kapasitas kolom pada suatu lantai yang sama, lebih kecil dari kapasitas balok-balok yang merangkainya. Pola keruntuhan *side sway mechanism* mensyaratkan sendi-sendi plastis hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok, ujung bawah kolom lantai terbawah dan ujung atas kolom lantai teratas. Agar mencapai pola keruntuhan tersebut maka kolom harus didesain lebih kuat dari balok-balok yang merangkainya atau yang biasa dikenal dengan konsep *strong column weak beam*.



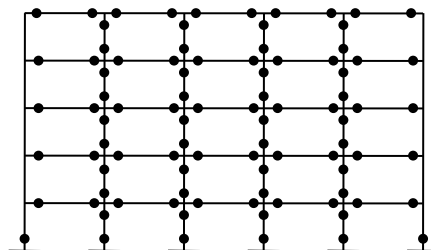
Gambar 1.2 *Side Sway Mechanism*



Gambar 1.3 *Soft Story Mechanism*

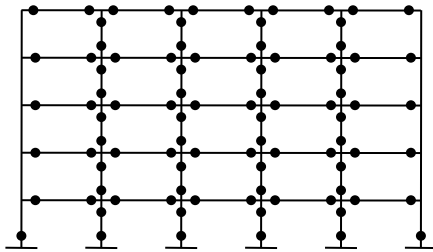
Untuk menjamin mekanisme *strong column weak beam*, perencanaan elemen struktur harus dilakukan menggunakan Desain Kapasitas (*Capacity Design*). Dalam Desain Kapasitas, kuat nominal kolom diperbesar dengan *overstrength factor*. Penelitian Chandra dan Arden (2007) menghitung perkiraan nilai *overstrength factor* dalam SNI 03-2847-1992 sebesar 1,63 sedangkan pada SNI 03-2847-2002 nilai tersebut jauh lebih kecil yaitu sebesar 1,20. Berkurangnya *overstrength factor* ini menimbulkan keraguan apakah *overstrength* tersebut dapat menjamin *side sway mechanism* benar-benar terjadi pada saat bangunan dikenai beban gempa rencana. Penelitian Sugianto dan Subyanto (2009) telah menguji *overstrength factor* sebesar 1,20 pada bangunan dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 6 peta gempa Indonesia. Hasil penelitian tersebut menunjukkan bahwa faktor tersebut tidak cukup untuk menjamin terjadinya *strong column weak beam* sebagaimana dikehendaki pada pola keruntuhan *side sway mechanism*.

Sulitnya mencapai *side sway mechanism* menyebabkan Paulay (1995) mengusulkan suatu pola keruntuhan lain yaitu *partial side sway mechanism* (Gambar 1.4). Pola keruntuhan ini lahir untuk mengatasi struktur dengan *gravity load* yang dominan, dimana jika tetap mempertahankan pola keruntuhan *side sway mechanism* akan menghasilkan dimensi kolom yang cukup besar sehingga tidak efisien. *Partial side sway mechanism* memperkenankan terjadinya sendi plastis pada semua balok dan kolom interior dengan tetap memperhatikan stabilitas, daktilitas, dan menghindari *soft story mechanism*, sedangkan pada kolom eksterior tetap dipertahankan elastis.

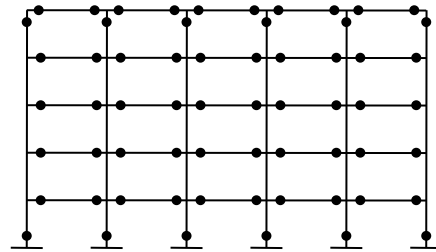


Gambar 1.4. *Partial Side Sway Mechanism*

Berdasarkan usulan Paulay (1995) tersebut, dikembangkanlah desain *Pseudo Elastis*. *Pseudo Elastis* mengasumsikan gaya geser diterima oleh seluruh kolom secara bersama-sama hingga kolom interior mencapai kondisi plastis, selanjutnya kelebihan gaya geser sepenuhnya dipikul oleh kolom eksterior. Pada saat itu seluruh balok, kolom interior, serta pada ujung bawah lantai dasar kolom eksterior diperbolehkan terjadi sendi plastis (Gambar 1.5 dan 1.6).



Gambar 1.5 Portal Interior



Gambar 1.6 Portal Eksterior

Agar kolom-kolom eksterior tetap elastis, maka dalam perencanaan kolom elastis harus dikalikan dengan suatu Faktor Pengali (FP). Rumusan FP (Muljati et al, 2006) mengikutsertakan periode bangunan ketika telah menjadi plastis. Periode plastis ($T_{plastis}$) diprediksi melalui rumus empiris yang diperoleh dengan cara meregresi data-data periode elastis ($T_{elastis}$) dan periode plastis bangunan-bangunan yang telah diteliti sebelumnya. Berdasarkan $T_{plastis}$ inilah nilai faktor respon gempa, C^T dapat ditentukan dari respon spectrum elastis yang telah tersedia dalam SNI 03-1726-2002. Penelitian Susanto (2009) mengkonfirmasi bahwa rumusan FP ini sudah cukup baik dan dapat diuji-cobakan lebih lanjut pada bangunan-bangunan beraturan lainnya.

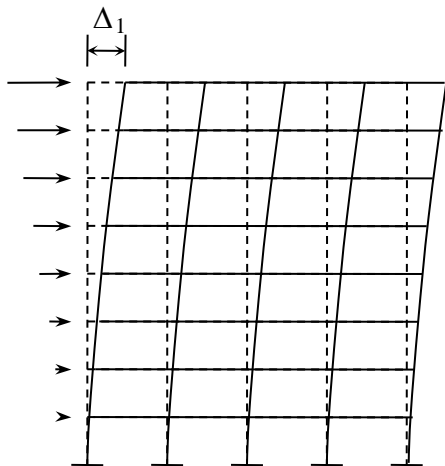
Penelitian Oktavianus dan Laismana (2010) menguji metode *Pseudo Elastis* dan Desain Kapasitas pada bangunan tidak beraturan dengan coakan 40% 6- dan 10-lantai pada wilayah 6 peta gempa Indonesia. Dari penelitian ini diperoleh kesimpulan bahwa kedua metode tidak menghasilkan pola keruntuhan yang diharapkan. Sedangkan pada bangunan 10-lantai, kedua metode menghasilkan pola keruntuhan yang sesuai dengan harapan.

Dengan melihat hasil yang kurang memuaskan pada penelitian Oktavianus dan Laismana (2010) inilah, maka metode *Pseudo Elastis* dan Desain Kapasitas perlu diuji-cobakan kembali pada jenis bangunan tidak beraturan yang lain agar dapat diketahui kinerja dari kedua metode tersebut. Jenis bangunan yang akan diuji adalah bangunan tidak beraturan dengan *vertical set-back*. Desain Kapasitas pada bangunan tidak beraturan dengan *vertical set-back* pernah beberapa kali diteliti, namun hasilnya menunjukkan tidak terjadi mekanisme *strong column weak beam*. Oleh karena itu, penelitian ini ingin mengetahui lebih lanjut kinerja bangunan tidak beraturan 6- dan 10-lantai dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 6 peta gempa Indonesia yang direncanakan secara *Pseudo Elastis* dan Kapasitas sesuai SNI 03-2847-2002.

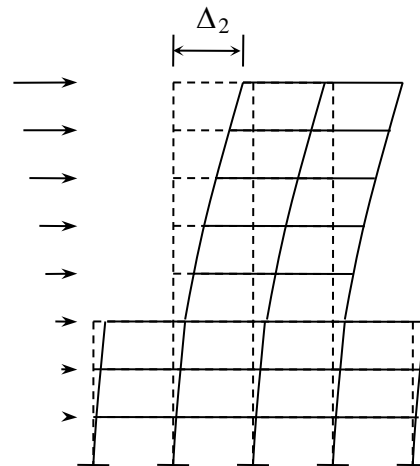
BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Bangunan dengan *Vertical Set-Back*

Bangunan tidak beraturan dengan *vertical set-back* merupakan pilihan yang atraktif bagi arsitek karena memiliki nilai estetika yang lebih dibandingkan bangunan beraturan. Selain kelebihan tersebut, bangunan dengan *vertical set-back* juga memiliki permasalahan tersendiri yaitu timbulnya konsentrasi tegangan pada lantai di mana terdapat loncatan bidang muka/ tonjolan (Paulay and Priestly, 1992). Hal ini terjadi akibat adanya perbedaan kekakuan dan massa pada bangunan atas dan bawah. Masalah ini dapat dijelaskan melalui Gambar 2.1 dan Gambar 2.2.



Gambar 2.1 Perpindahan pada Bangunan Tanpa *Vertical Set-Back*



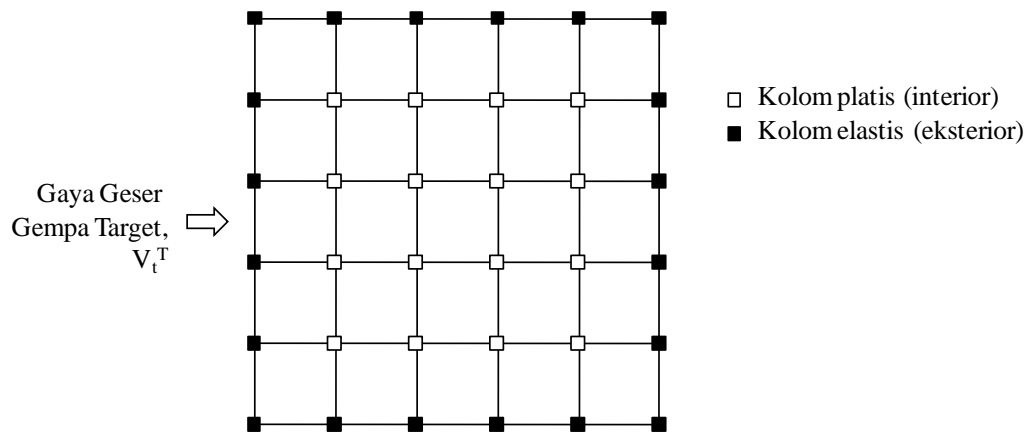
Gambar 2.2 Perpindahan pada Bangunan dengan *Vertical Set-Back*

Ketika terjadi gempa, bangunan tanpa *vertical set-back* menghasilkan perpindahan lantai (Δ) sepanjang tingkat yang proporsional terhadap tinggi bangunan (Gambar 2.1). Hal ini terjadi karena kekakuan dan massa dari tiap lantai yang relatif sama. Pada bangunan dengan *vertical set-back*, perpindahan lantai pada bangunan bagian atas dan bawah tidaklah sama (Gambar 2.2). Terjadi konsentrasi tegangan sebagai akibat dari *drift* yang besar pada lantai perbatasan tersebut, yang pada akhirnya memicu terjadinya kerusakan yang besar di bagian *vertical set-back*.

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.1 bangunan dengan *vertical set-back* dikategorikan bangunan tidak beraturan jika ukurannya kurang dari 75% ukuran terbesar denah struktur bagian bawahnya. Karena termasuk bangunan tidak beraturan maka pengaruh gempa rencana harus ditentukan menggunakan analisis respons dinamik 3 dimensi, metode analisis ragam spektrum respons.

2.2. Perencanaan *Pseudo* Elastis

Perencanaan *Pseudo* Elastis mengacu pada mekanisme keruntuhan *partial side sway mechanism* dimana kolom eksterior direncanakan dalam kondisi elastis (kecuali pada ujung bawah kolom lantai terbawah dan ujung atas kolom lantai teratas), sedangkan semua balok dan kolom interior diijinkan mengalami sendi plastis. Saat terjadi gempa, gaya geser diterima oleh seluruh portal secara bersama-sama hingga portal interior mencapai kondisi plastis sedangkan kelebihan gaya geser yang ada dipikul oleh kolom eksterior (Gambar 2.3).



Gambar 2.3 Distribusi Gaya Geser pada *Pseudo* Elastis

Ketika terjadi gempa target, kolom interior diasumsikan hanya akan menerima gaya geser total sebesar pembebanan gempa nominal dimana pada saat itu kolom-kolom menjadi plastis. Selanjutnya kelebihan gaya geser akan dipikul sepenuhnya oleh kolom-kolom eksterior yang direncanakan agar tetap elastis. Secara matematis kondisi ini dapat dituliskan sebagai berikut:

$$n_{eks} * S_{ext}^T = V_t^T - n_{int} * S_{int}^N \quad (2.1)$$

dimana:

S_{ext}^T = gaya geser kolom eksterior akibat gempa target

n_{eks} = jumlah kolom eksterior

V_t^T = gaya geser dasar total akibat gempa target

S_{int}^N = gaya geser kolom interior akibat gempa nominal

n_{int} = jumlah kolom interior

Menurut SNI 03-1726-2002, gempa nominal adalah beban akibat pengaruh gempa rencana dengan periode ulang 500 tahun yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung, yang direduksi dengan faktor kuat lebih f_1 . Gempa target adalah taraf pembebanan gempa yang diharapkan mampu ditahan oleh struktur.

Dengan membagi kedua ruas Persamaan (2.1) dengan gaya geser dasar total akibat gempa nominal (V_t^N), maka diperoleh:

$$n_{eks} * (S_{ext}^T / V_t^N) = (V_t^T / V_t^N) - n_{int} * (S_{int}^N / V_t^N) \quad (2.2)$$

$$S_{ext}^T / V_t^N = \frac{(V_t^T / V_t^N) - n_{int} * (S_{int}^N / V_t^N)}{n_{ext}} \quad (2.3)$$

Faktor Pengali (FP) untuk kolom eksterior didefinisikan sebagai nilai perbandingan gaya geser kolom eksterior akibat gempa target dengan gempa nominal:

$$FP = \frac{S_{ext}^T / V_t^N}{S_{ext}^N / V_t^N} \quad (2.4)$$

Dengan melakukan substitusi Persamaan (2.3) ke Persamaan (2.4) diperoleh :

$$FP = \frac{(V_t^T / V_t^N) - n_{int} * (S_{int}^N / V_t^N)}{n_{ext} * S_{ext}^T / V_t^N} \quad (2.5)$$

Harryanto dan Tangguh (2004) memodifikasi rumusan FP agar dapat dipakai pada berbagai faktor daktilitas (μ) menjadi:

$$FP = \frac{\left[\left(\frac{PGA^T}{PGA^{500th}} \right) * \mu \right] - (n_{int} * R_{int})}{(n_{ext} * R_{ext})} \quad (2.6)$$

dimana:

PGA^T = Peak Ground Acceleration (PGA) gempa target

PGA^{500th} = Peak Ground Acceleration (PGA) gempa periode ulang 500 tahun

R_{ext} = rasio gaya geser akibat gempa target yang dipikul oleh semua kolom portal eksterior terhadap gaya geser dasar gempa nominal untuk struktur

R_{int} = rasio gaya geser yang dipikul oleh semua kolom portal interior terhadap gaya geser dasar total akibat gempa nominal untuk struktur

μ = daktilitas struktur

Harryanto dan Tangguh (2004) mendapatkan bahwa FP yang digunakan untuk struktur dengan daktilitas 5,3 dan 4 memberikan hasil yang baik hingga level gempa berperiode ulang 1000 tahun. Sedangkan untuk struktur berdaktilitas 2 memberikan hasil yang kurang baik ketika level gempa setara dengan gempa berperiode ulang 500 tahun.

Selanjutnya Sutedjo dan Tingkir (2005) mencoba menggunakan gempa target 500 tahun dengan harapan pada struktur dengan daktilitas 2 terjadi *partial side sway mechanism*. Dalam penelitian ini didapatkan bahwa kolom interior pada waktu mengalami plastis pertama kalinya masih memiliki kemampuan untuk memikul kelebihan gaya geser akibat gempa target tersebut. Kelebihan ini secara teoritis berasal dari *overstrength factor* (f_l) sebesar 1,60 (berasal dari perkalian faktor

kuat bahan sebesar 1,28 dan faktor lebih bahan sebesar 1,25) yang perlu diperhitungkan dalam perhitungan FP. Rumusan FP menjadi:

$$FP = \frac{\left[\left(\frac{PGA^T}{PGA^{500th}} \right) * \mu \right] - 1,6 * (n_{int} * R_{int})}{(n_{ext} * R_{ext})} \quad (2.7)$$

Pada akhir penelitian tersebut, *Partial Side Sway Mechanism* terjadi hanya pada bangunan dengan daktilitas 2, sedangkan bangunan dengan daktilitas 4 dan 5,3 pada kolom interior sebagian besar belum mengalami sendi plastis. Hal ini menunjukkan bahwa terjadi *overdesigned* pada penelitian tersebut.

Rumusan FP Sutedjo dan Tingkir (2005) selanjutnya dimodifikasi lagi oleh Muljati et al (2006) dengan mengubah faktor *peak ground acceleration* $\frac{PGA^T}{PGA^{500th}}$

menjadi dalam bentuk faktor respon gempa $\frac{C^T}{C^{500th}}$. Rumusan FP berubah menjadi:

$$FP = \frac{\left[\left(\frac{C^T}{C^{500th}} \right) * \mu \right] - 1,6 * (n_{int} * R_{int})}{(n_{ext} * R_{ext})} \quad (2.8)$$

Rumusan FP tersebut memperhitungkan respons plastis bangunan akibat gempa, yang diwakili oleh koefisien respon gempa target, C^T . Koefisien ini diperoleh dari respons spektrum elastis bangunan pada SNI 03-1726-2002 yang menggunakan periode natural bangunan setelah mengalami plastifikasi ($T_{plastis}$). Hubungan empiris antara periode elastis ($T_{elastis}$) dan plastis ($T_{plastis}$) bangunan diperoleh dengan cara melakukan regresi data-data bangunan yang telah diteliti sebelumnya. Hubungan empiris tersebut adalah:

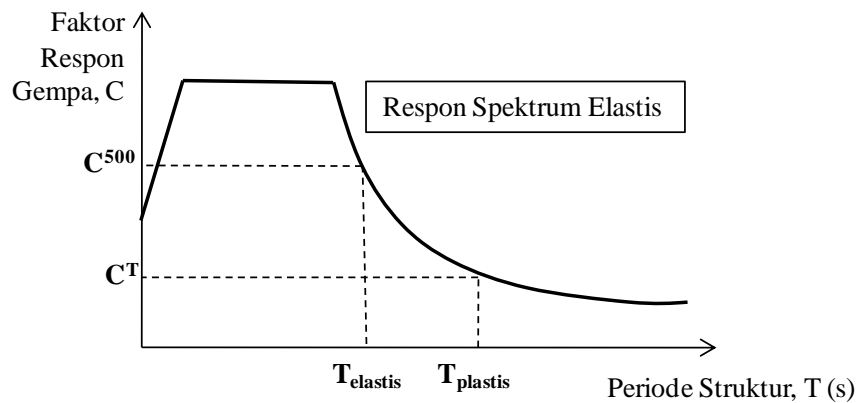
$$T_{plastis} = 2.967T_{elastis} + 0.313 \quad (2.9)$$

dimana:

$T_{plastis}$ = periode bangunan setelah mengalami plastifikasi

$T_{elastis}$ = periode bangunan saat masih elastis

Besarnya C^T ditentukan dari $T_{plastis}$ yang diplot ke dalam respon spektrum elastis yang telah tersedia dalam SNI 03-1726-2002. Sedangkan koefisien gempa nominal (C^{500th}) ditentukan langsung dari $T_{elastis}$ bangunan (Gambar 2.4).



Gambar 2.4 Proses Mendapatkan C^T dan C^{500th}

2.3. Konsep Perencanaan Desain Kapasitas (*Capacity Design*)

SNI 03-2847-2002 tentang tata cara perencanaan struktur beton bertulang untuk bangunan gedung, menggunakan konsep perencanaan kapasitas dimana akibat kombinasi beban-beban yang bekerja tidak boleh melebihi kapasitas nominal struktur yang dikalikan dengan faktor reduksi. Secara matematis, konsep ini dituliskan sebagai:

$$\gamma Q_n \leq \phi R_n \quad (2.10)$$

dimana :

γ = faktor beban

Q_n = pembebanan nominal pada struktur gedung

ϕ = faktor reduksi kekuatan

R_n = kapasitas nominal struktur gedung

Dalam Desain Kapasitas, perencanaan kolom didasarkan pada kapasitas momen nominal aktual balok. Dengan demikian perencanaan kolom baru dapat dilakukan setelah perencanaan balok. Kuat lentur kolom pada pusat hubungan balok kolom harus direncanakan sesuai dengan kemungkinan terjadinya sendi plastis di kedua ujung balok. Hal ini bertujuan agar persyaratan "*strong column weak beam*" dapat terpenuhi. Jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom harus paling sedikit 1,20 kali lebih besar dari jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-balok yang merangka pada kolom tersebut. Dalam penelitian ini faktor 1,20 dinamakan *overstrength factor*.

$$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_g \quad (2.11)$$

dimana :

ΣM_c = jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok-kolom.

ΣM_g = jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal tulangan terpasang balok-balok yang merangka pada hubungan balok-kolom.

2.4. Performance Based Design

Hasil perencanaan struktur baik secara *Pseudo* Elastis maupun Desain Kapasitas perlu diukur tingkat kinerjanya. Ada beberapa standar yang dapat dipakai untuk menentukan kinerja struktur pada berbagai macam level gempa. Salah satunya adalah *Asian Concrete Model Code* (ACMC) (International Committee on Concrete Model Code, 1999). ACMC menggunakan tiga level kinerja struktur untuk tiga macam level gempa yang berbeda. Parameter yang digunakan untuk mengukur level kinerja struktur adalah simpangan antar tingkat (*drift*) dan *damage index*. Besarnya batasan *drift* dan *damage index* yang dipergunakan oleh ACMC dapat dilihat pada matrik kinerja pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Matrik Kinerja Struktur versi ACMC

		<i>Earthquake Performance Level</i>		
		<i>Serviceability Limit State</i>	<i>Damage Control Limit State</i>	<i>Safety Limit State</i>
<i>Earthquake Design Level</i>	<i>Minor</i> (43 years)	✓	✘	✘
	<i>Moderate</i> (72 years)	○	✓	✘
	<i>Severe</i> (475 years)	✧	○	✓
<i>Max. Drift</i>		0,50%	1,00%	2,00%
<i>Max. Damage Index</i>		0,10 – 0,25	0,25 – 0,40	0,40 – 1,00
✓ <i>Basic Objective</i> ○ <i>Essential Objective</i> ✧ <i>Safety Objective</i> ✘ <i>Unacceptable</i>				

Ada tiga tingkat intensitas gempa yang ditetapkan oleh ACMC dengan rentang periode ulang gempa yang dapat disesuaikan, tergantung dari fungsi dan umur efektif bangunan, yaitu:

- Gempa kecil atau sedang (*Minor*), yaitu gempa yang dapat terjadi beberapa kali selama umur efektif bangunan.
- Gempa kuat (*Moderate*), yaitu gempa yang dapat terjadi sekali selama umur efektif bangunan.
- Gempa sangat kuat (*Severe*), yaitu gempa terkuat yang mungkin terjadi pada sekitar lokasi bangunan rencana atau pada suatu kawasan rawan gempa yang lebih luas.

ACMC menetapkan tiga kondisi batas yang dapat disesuaikan oleh perencana struktur sebagai dasar untuk memeriksa dan mengevaluasi kinerja seismik suatu struktur bangunan. Setiap kondisi yang ada mempunyai batas yang didefinisikan secara kuantitatif dalam parameter *damage index* (tingkat kerusakan) dan *drift* (simpangan antar tingkat). Tiga kondisi batas yang ditetapkan ACMC adalah sebagai berikut:

a. *Serviceability Limit State*

Pada batasan ini, fungsi bangunan dapat dipertahankan, dalam arti kegiatan operasional masih bisa berfungsi. Kerusakan hanya terjadi pada elemen-elemen non-struktural saja. Selain itu, hampir tidak terjadi sendi plastis pada elemen struktur yang pada mulanya memang direncanakan untuk mengalami sendi plastis, walaupun elemen struktur tersebut sudah mengalami retak.

b. *Damage Control Limit State*

Pada batasan ini, diperbolehkan terjadi sendi-sendi plastis pada elemen-elemen yang memang direncanakan untuk mengalami sendi plastis. Namun kerusakan yang terjadi pada daerah sendi plastis masih berada dalam kondisi yang dapat diperbaiki. Untuk daerah yang berada di luar sendi plastis tidak boleh mengalami pelelehan. Semua elemen-elemen struktur tidak ada yang mengalami kegagalan geser.

c. *Safety Limit State*

Pada batasan ini, terjadi sendi-sendi plastis yang cukup parah dan tidak dapat diperbaiki lagi pada elemen-elemen struktur yang direncanakan mengalami sendi plastis. Namun secara keseluruhan struktur masih cukup efektif untuk mempertahankan kekuatan dan memiliki kekakuan yang cukup, sehingga struktur tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Pada tahapan ini, struktur tidak dapat dipakai lagi.

Dengan adanya gambaran ini, maka pihak perencana dan pihak pemilik bangunan (*owner*), dapat memilih kriteria yang paling tepat.

BAB III TUJUAN DAN MAFAAT PENELITIAN

3.1. Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini adalah:

- Meneliti kinerja bangunan tidak beraturan 6- dan 10-lantai dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 6 peta gempa Indonesia yang direncanakan secara *Pseudo* Elastis dan Kapasitas sesuai SNI 03-2847-2002.
- Memberikan masukan untuk SNI 03-2847-2002 khususnya mengenai kecukupan nilai *overstrength factor* bagi kolom yang dipergunakan dalam Desain Kapasitas.

3.2. Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini adalah:

Bagi kalangan akademisi dan praktisi:

- Membuka wawasan mengenai perencanaan *Pseudo* Elastis sebagai salah satu alternatif desain struktur beton bertulang selain Desain Kapasitas yang dipergunakan dalam SNI 03-2847-2002.
- Mengetahui kinerja bangunan tidak beraturan dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 6 peta gempa Indonesia yang direncanakan secara *Pseudo Elastis* dan Desain Kapasitas.

Bagi Badan Standarisasi Nasional:

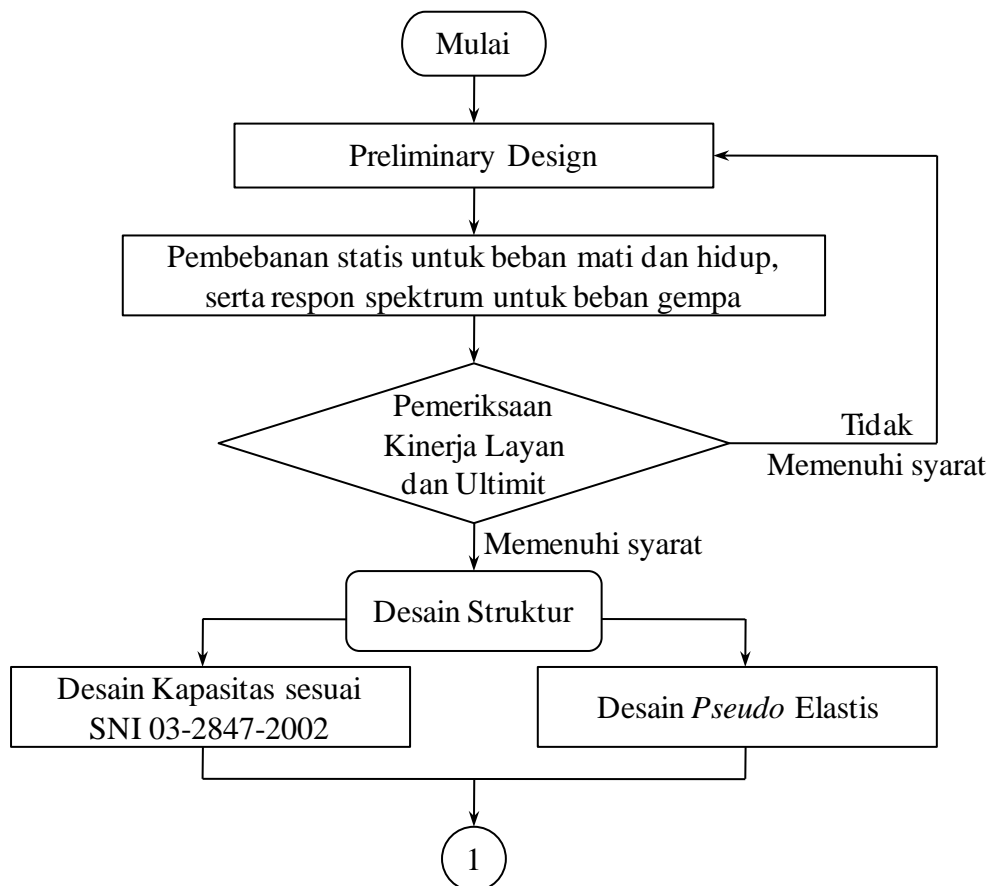
- Memberikan masukan bagi SNI 03-2847-2002 tentang tata cara perencanaan struktur beton bertulang untuk gedung sehubungan dengan kecukupan *overstrength factor* kolom untuk menjamin mekanisme *strong column weak beam*.

BAB IV METODE PENELITIAN

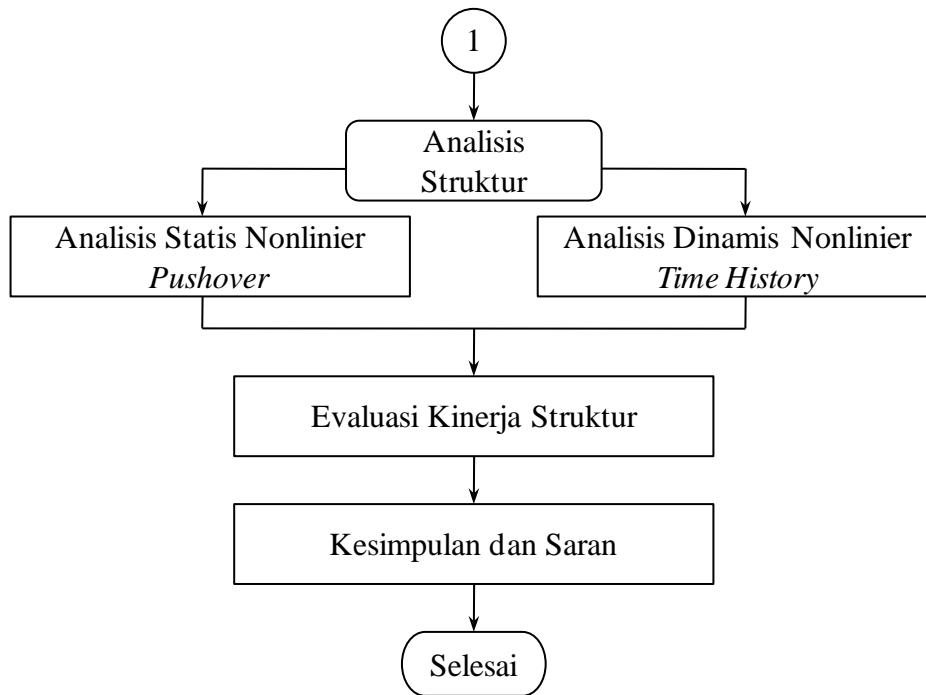
4.1. Pendahuluan

Bagian ini membahas mengenai metodologi penelitian yang dimulai dengan perencanaan struktur beton bertulang tidak beraturan dengan *vertical set-back* 50% sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang direncanakan secara *Pseudo* Elastis dan Desain Kapasitas menurut SNI 03-2847-2002 dan SNI 03-1726-2003. Struktur diperiksa terhadap persyaratan-persyaratan *drift* maksimum yang memenuhi kriteria batas layan dan ultimit. Untuk mendapatkan kinerja struktur selanjutnya dilakukan analisis statis nonlinier *pushover* (ATC-40, 1997) dan dinamis nonlinier *time history* (Carr, 2001). Berdasarkan kedua metode analisis tersebut peneliti melakukan evaluasi tingkat kinerja struktur berdasarkan standar Asian Concrete Model Code (ACMC, 2001) untuk menarik kesimpulan dan merekomendasikan masukan penting bagi perkembangan perencanaan struktur beton bertulang di Indonesia.

Secara garis besar metode penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1



Gambar 4.1 Diagram Alir Metodologi Penelitian



Gambar 4.1 Diagram Alir Metodologi Penelitian

4.2. Preliminary Design

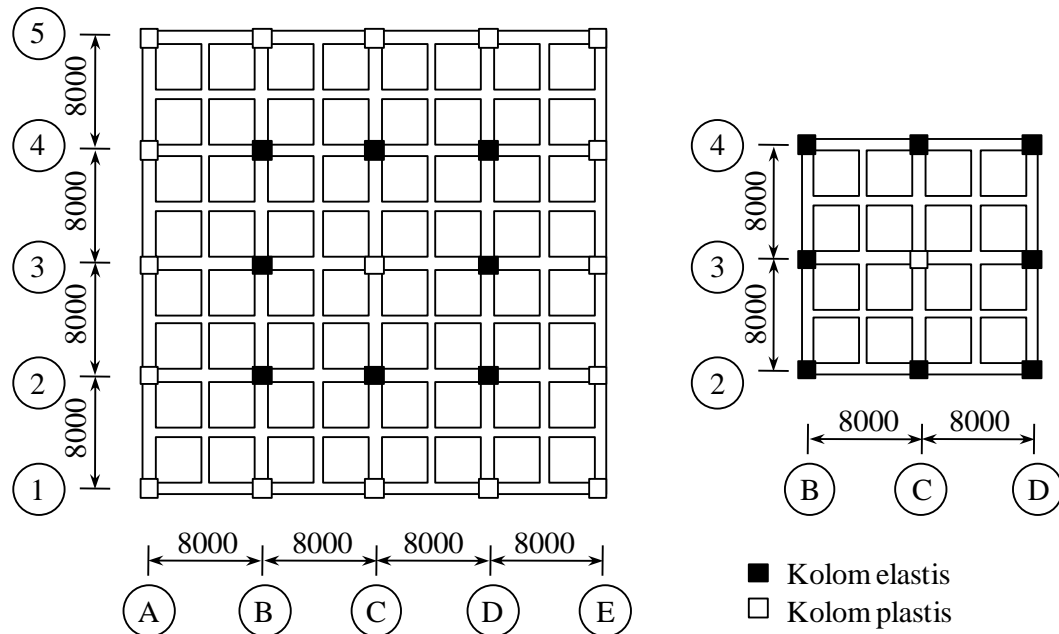
Dalam penelitian ini ditinjau bangunan 6- dan 10-lantai dengan struktur utama portal beton bertulang dengan daktilitas penuh. Tinggi tiap lantai 3,50 meter, dengan 4 bentang pada arah-x dan arah-y, dan panjang masing-masing bentang adalah 8 meter. Bangunan memiliki *vertical set-back* 50%. Pemilihan panjang bentang sebesar 8 meter dengan tinggi lantai sebesar 3,50 meter karena umum digunakan untuk bangunan perkantoran. Denah dan elevasi struktur bangunan ditunjukkan dalam Gambar 4.2 dan 4.3. Untuk *Pseudo* Elastis, kolom-kolom elastis dipilih kolom eksterior dari bangunan atas yang menerus hingga dasar bangunan.

4.2.1. Beban Mati dan Hidup

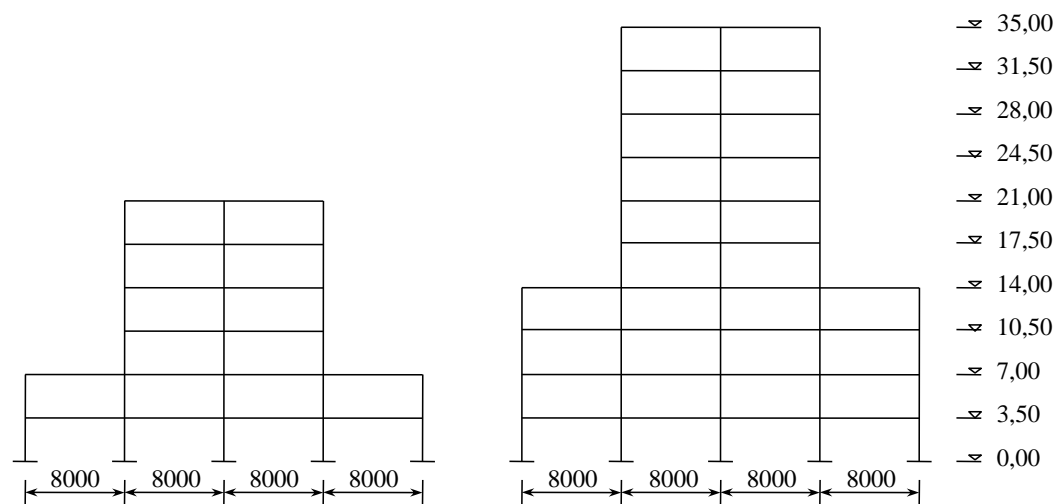
Beban mati dan hidup yang bekerja pada struktur bangunan 6- dan 10-lantai ditentukan sesuai PPIUG-83.

- Beban mati:
 - Berat sendiri struktur beton bertulang (berat jenis = 2400 kg/m^3)
 - Beban mati pelat lantai dan atap, meliputi berat spesi (tebal 5 cm) sebesar 105 kg/m^2 , berat penutup lantai sebesar 24 kg/m^2 , berat *plafond* dan penggantungnya sebesar 18 kg/m^2 , dan berat *ducting* sebesar 60 kg/m^2 .

- Dinding keliling bangunan (kecuali lantai atap) adalah setinggi 3,5 m sedangkan untuk lantai atap diambil setinggi 1,5 m yang terbuat dari pasangan bata ½ batu (tebal 15 cm) dengan berat sebesar 250 kg/m².
- Beban hidup:
 - Untuk pelat lantai (selain lantai atap) sebesar 250 kg/m².
 - Untuk pelat lantai atap sebesar 400 kg/m².



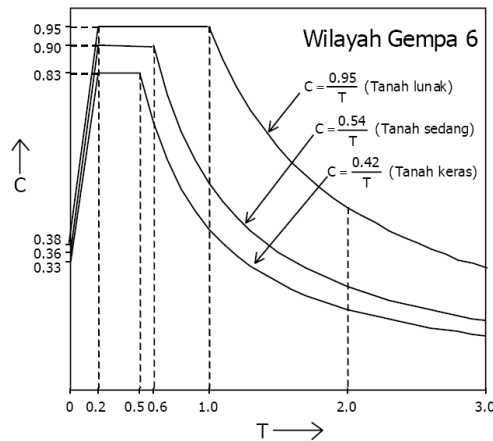
Gambar 4.2 Denah Struktur Bangunan 6- dan 10-Lantai



Gambar 4.3 Elevasi Bangunan 6- dan 10-Lantai

4.2.2. Beban Gempa Rencana

Baik bangunan 6- maupun 10-lantai yang ditinjau tidak memenuhi persyaratan sebagai struktur bangunan beraturan sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 4.2.1, sehingga pembebanan gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, dan analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik. Respon spektrum yang digunakan sesuai dengan respon spektrum gempa rencana yang ditetapkan dalam SNI 03-1726-2002 untuk wilayah 6 peta gempa Indonesia. Gambar 4.4 berikut ini menunjukkan respon spektrum gempa rencana untuk wilayah gempa 6 peta gempa Indonesia.



Gambar 4.4 Respon Spektrum Gempa Rencana

Beban gempa diberikan dalam beberapa arah untuk mengantisipasi arah gempa yang memberikan pengaruh paling berbahaya bagi bangunan. Pada penelitian ini arah gempa yang ditinjau adalah 0° , $22,5^\circ$, 45° , $67,5^\circ$, 90° . *Modal combination* yang digunakan adalah CQC (*Complete Quadratic Combination*), hal ini ditujukan untuk mengantisipasi *higher mode effect* pada bangunan.

4.2.3. Asumsi dalam Desain

Asumsi-asumsi yang dipergunakan dalam desain:

- Struktur dimodelkan sebagai bangunan tiga dimensi struktur rangka beton bertulang menggunakan ETABS v9.6.0 (CSI, 2005)
- Pada bagian eksterior bangunan terdapat dinding yang terbuat dari pasangan bata dengan tebal 15 cm.
- Seluruh bangunan menggunakan mutu beton $f_c' = 30$ MPa, tulangan longitudinal memakai mutu baja $f_y = 400$ MPa, dan tulangan transversal memakai mutu baja $f_y = 240$ MPa.
- Bangunan berdiri di atas tanah lunak di wilayah 6 pada 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
- aktor keutamaan gedung $I = 1,00$ (gedung perkantoran). Gedung merupakan gedung tidak beraturan pada wilayah 6 peta gempa Indonesia sehingga untuk analisis gempa rencana digunakan analisis respons dinamis, dalam hal ini digunakan analisis ragam respons spektrum.
- Desain penulangan balok pada metode *Pseudo* Elastis sama seperti Desain Kapasitas yaitu menurut SNI 03-2847-2002, baik untuk tulangan longitudinal maupun tulangan transversal. Sedangkan kolom plastis didesain berdasarkan kombinasi pembebanan yang terjadi dan kolom elastis didesain berdasarkan kombinasi pembebanan yang dikalikan dengan suatu faktor pengali, baik untuk tulangan longitudinal maupun tulangan transversal.
- Diameter tulangan yang terpasang adalah tulangan riil (tersedia di pasaran) sehingga faktor kelebihan bahan ikut diperhitungkan.
- Desain penulangan balok dan kolom dalam perencanaan Kapasitas berdasarkan SNI 03-2847-2002, baik untuk tulangan longitudinal maupun tulangan transversal.
- Persyaratan penggunaan inersia efektif untuk elemen balok maupun kolom yang disyaratkan dalam SNI 1726-02 pasal 5.5 tidak ditinjau, karena dalam pemodelan kekakuan balok tidak diperhitungkan kekakuan pelat lantai yang sebenarnya berpengaruh cukup signifikan untuk peningkatan kekakuan balok.

4.3. Pemeriksaan Kinerja Batas Layan dan Batas Ultimit

4.3.1. Kinerja Batas Layan

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 8.1, simpangan antar tingkat (*inter-story drift*) struktur bangunan akibat pengaruh beban gempa rencana tidak boleh melampaui $0,03 / R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan dan 30 mm, bergantung dari yang nilainya terkecil.

4.3.2. Kinerja Batas Ultimit

Simpangan antar tingkat (*inter-story drift*) struktur bangunan akibat beban gempa rencana, setelah dikalikan dengan suatu faktor pengali (ξ) tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan. Untuk struktur bangunan tidak beraturan, besarnya faktor pengali (ξ) = $0,7R /$ faktor skala. Akan tetapi, menurut Pasal A.8.2.1 SNI 1726-02, faktor skala harus dihapuskan pengaruhnya, karena simpangan yang sesungguhnya memang tidak terpengaruh olehnya. Oleh sebab itu, faktor skala diambil sebesar 1.

4.4. Desain *Pseudo* Elastis

4.4.1. Perencanaan Balok dan Kolom Plastis

Perencanaan lentur dan geser untuk balok pada *Pseudo* Elastis dihitung dengan cara yang sama dengan perencanaan balok pada Desain Kapasitas yaitu sesuai konsep *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) menurut SNI 03-2847-2002. Sedangkan untuk kolom-kolom plastis, tidak perlu dibuat *strong column weak beam* karena memang direncanakan boleh mengalami sendi plastis akibat beban gempa target. Kolom-kolom plastis direncanakan terhadap kombinasi pembebanan yang sama dengan balok. Elemen struktur direncanakan mengalami kegagalan lentur dan tidak boleh mengalami kegagalan geser.

Kombinasi pembebanan yang dipergunakan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}U_1 &= 1.4D \\U_2 &= 1.2D + 1.6L \\U_3 &= 1.2D + 0.5L \pm E \\U_4 &= 0.9D \pm E\end{aligned}\tag{4.1}$$

dimana:

- U = kombinasi pembebanan
- D = beban mati
- L = beban hidup
- E = beban gempa

4.4.2. Perencanaan Kolom Elastis

Kolom plastis direncanakan terhadap kombinasi pembebanan yang sama dengan balok dan kolom plastis namun untuk beban gempa harus dikalikan terlebih dahulu dengan Faktor Pengali (FP). Rumusan FP yang dipergunakan dalam penelitian ini adalah:

$$FP = \frac{\left[\left(\frac{C^T}{C^{500}} \right) \mu - 1.6n_{pl}R_{pl} \right]}{n_{el} R_{el}}\tag{4.2}$$

dimana:

- FP = faktor pengali
- C^T = faktor respon gempa plastis
- C^{500} = faktor respon gempa elastis (gempa periode ulang 500-tahun)
- μ = faktor daktilitas struktur $\approx 5,30$ (daktail penuh)
- n_{pl}, n_{el} = jumlah kolom plastis dan elastis
- R_{pl}, R_{el} = rasio gaya geser yang dipikul oleh semua kolom plastis/ elastis terhadap gaya geser dasar total akibat gempa nominal untuk struktur

Faktor respon gempa plastis dan elastis, C^T dan C^{500} , dicari dari grafik respon spektrum elastis untuk wilayah 6 peta gempa Indonesia (Gambar 4.4) menggunakan periode plastis dan elastis struktur seperti ditunjukkan pada Gambar 2.4.

Kombinasi pembebanan yang dipergunakan untuk kolom elastis adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}U_1 &= 1.4D \\U_2 &= 1.2D + 1.6L \\U_3 &= 1.2D + 0.5L \pm (FP)E \\U_4 &= 0.9D \pm (FP)E\end{aligned}\tag{4.3}$$

4.5. Desain Kapasitas

Prosedur perencanaan lentur dan geser untuk balok dan kolom mengikuti ketentuan dalam SNI 03-2847-2002, yaitu berdasarkan konsep *Load and Resistance Factor Design* (LRFD). Kombinasi pembebanan yang dipergunakan adalah sama dengan Persamaan 4.1.

4.6. Analisis Struktur

Analisis struktur menggunakan 2 (dua) metode yang berbeda, yaitu secara statis dan dinamis. Kedua metode analisis adalah:

- Analisis statis *pushover* non-linier menggunakan bantuan program ETABS v9.6.0. (CSI, 2005)
- Analisis dinamis *time history* non-linier menggunakan bantuan program RUAUMOKO 3D (Carr, 2001) dengan rekaman gempa El-Centro 18 Mei 1940 N-S yang dimodifikasi respons spektrumnya sesuai dengan wilayah 6 peta gempa Indonesia (Lumantarna dan Lukito, 1997). Gempa ditinjau dalam 4 periode ulang, yaitu 50-, 200-, 500- dan 1000-tahun.

Hubungan momen-kurvatur penampang balok dan kolom ditentukan menggunakan program ESDAP (Pono dan Lidyawati, 2003).

4.7. Evaluasi Kinerja Struktur

Berdasarkan analisis statis nonlinier *pushover* dan dinamis nonlinier *time history* maka dapat diketahui hal-hal sebagai berikut:

1. Seberapa besar simpangan antar lantai dan *drift* maksimum yang terjadi untuk setiap struktur.
2. Riwayat terbentuknya sendi-sendi plastis pada balok dan kolom sehingga dapat diperiksa apakah:
 - a. struktur sudah mengalami mekanisme keruntuhan yang aman yaitu *partial side sway mechanism* untuk *Pseudo* Elastis dan *side sway mechanism* untuk Desain Kapasitas,
 - b. kriteria *strong column weak beam* sudah dipenuhi atau tidak.
3. Seberapa besar *damage index* yang terjadi pada sendi-sendi plastis yang terbentuk.

Data-data *drift* dan *damage index* maksimum untuk setiap elemen struktur selanjutnya diplot dalam matrik kinerja struktur menurut standar ACMC.

4.8. Pengambilan Kesimpulan dan Saran

Berdasarkan evaluasi yang dilakukan pada bagian 4.7, maka peneliti dapat menarik kesimpulan dan mengusulkan hal-hal penting untuk penelitian berikutnya.

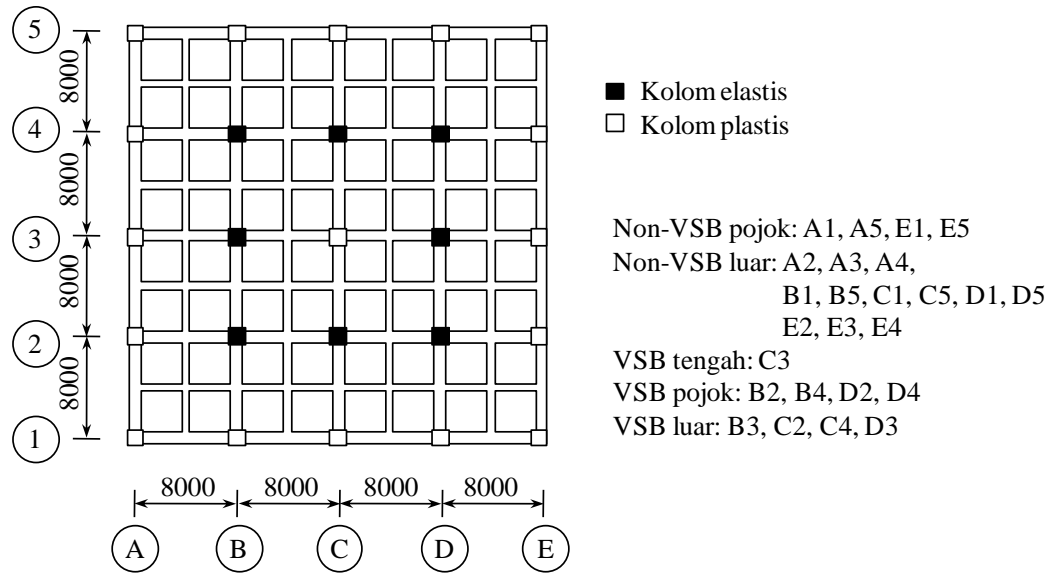
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1. Hasil Perencanaan

Hasil *preliminary design* berupa dimensi balok dan kolom untuk struktur 6- dan 10- lantai yang direncanakan secara *Pseudo* Elastis dan Desain Kapasitas dapat dilihat pada Tabel 5.1. Penamaan jenis kolom mengikuti Gambar 5.1

Tabel 5.1 Dimensi Balok-Kolom Struktur 6- dan 10-lantai

Data		Bangunan 6-lantai			Bangunan 10-lantai		
Balok Induk		350 x 650 mm ²			400 x 650 mm ²		
Balok Anak		300 x 400 mm ²			300 x 450 mm ²		
Kolom	Jenis Kolom	Pseudo Elastis (PE6-6)		Desain Kapasitas (CD6-6)	Pseudo Elastis (PE6-10)		Desain Kapasitas (CD6-10)
		Plastis	Elastis		Plastis	Elastis	
		mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²
Lantai 1	Non-VSB Pojok	500 x 500	-	550 x 550	450 x 450	-	550 x 550
	Non-VSB Luar	600 x 600	-			-	
	VSB Pojok & Luar	-	650 x 650	600 x 600	-	850 x 850	650 x 650
	VSB Tengah	600 x 600	-		600 x 600	-	
Lantai 2	Non-VSB Pojok	500 x 500	-	550 x 550	450 x 450	-	550 x 550
	Non-VSB Luar	600 x 600	-			-	
	VSB Pojok & Luar	-	650 x 650	600 x 600	-	850 x 850	650 x 650
	VSB Tengah	600 x 600	-		600 x 600	-	
Lantai 3	Non-VSB Pojok	-	-	-	450 x 450	-	550 x 550
	Non-VSB Luar	-	-	-		-	
	VSB Pojok & Luar	-	650 x 650	550 x 550	-	750 x 750	650 x 650
	VSB Tengah	600 x 600	-	600 x 600	550 x 550	-	
Lantai 4	Non-VSB Pojok	-	-	-	450 x 450	-	550 x 550
	Non-VSB Luar	-	-	-		-	
	VSB Pojok & Luar	-	650 x 650	550 x 550	-	750 x 750	650 x 650
	VSB Tengah	600 x 600	-	600 x 600	550 x 550	-	
Lantai 5	VSB Pojok & Luar	-	600 x 600	550 x 550	-	700 x 700	650 x 650
	VSB Tengah	600 x 600	-	600 x 600	500 x 500	-	
Lantai 6	VSB Pojok & Luar	-	600 x 600	550 x 550	-	700 x 700	650 x 650
	VSB Tengah	600 x 600	-	600 x 600	500 x 500	-	
Lantai 7	VSB Pojok & Luar	-	-	-	-	650 x 650	600 x 600
	VSB Tengah	-	-	-	500 x 500	-	
Lantai 8	VSB Pojok & Luar	-	-	-	-	650 x 650	600 x 600
	VSB Tengah	-	-	-	500 x 500	-	
Lantai 9	VSB Pojok & Luar	-	-	-	-	600 x 600	500 x 500
	VSB Tengah	-	-	-	400 x 400	-	
Lantai 10	VSB Pojok & Luar	-	-	-	-	600 x 600	500 x 500
	VSB Tengah	-	-	-	400 x 400	-	



Gambar 5.1 Ketentuan Penamaan Jenis Kolom pada Tabel 5.1

5.2. Hasil Pemeriksaan Kinerja Batas Layan dan Ultimit

Batasan Kinerja Batas Layan adalah simpangan antar tingkat maksimum tidak boleh melebihi $0,03/(R)$ kali tinggi antar tingkat, yaitu sama dengan $0,03 / 8,5 \times 3500 \text{ mm} = 12,38 \text{ mm}$. Pemeriksaan kinerja batas layan tiap lantai untuk keempat bangunan disajikan dalam Tabel 5.2 – 5.3. Terlihat bahwa simpangan antar lantai (*inter-story drift*) tidak ada yang melampaui batasan maksimum sehingga struktur bangunan telah memenuhi kinerja batas layan.

Tabel 5.2 Kinerja Batas Layan Bangunan 6-lantai

Lantai	PE6-6			CD6-6		
	Displacement	Simpangan antar Lantai	Periksa	Displacement	Simpangan antar Lantai	Periksa
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	
6	35,05	4,41	OK	37,13	4,51	OK
5	30,64	6,93	OK	32,63	7,33	OK
4	23,71	8,26	OK	25,29	9,28	OK
3	15,44	7,47	OK	16,01	8,38	OK
2	7,97	4,76	OK	7,64	4,48	OK
1	3,21	3,21	OK	3,16	3,16	OK
Simpangan antar Lantai Maksimum: 12,38 mm						
PE6-6	: Bangunan Pseudo Elastis di Wilayah 6, 6-lantai					
CD6-6	: Bangunan Desain Kapasitas di Wilayah 6, 6-lantai					

Tabel 5.3 Kinerja Batas Layan Bangunan 10-lantai

Lantai	PE6-10			CD6-10		
	Displacement	Simpangan antar Lantai	Periksa	Displacement	Simpangan antar Lantai	Periksa
	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	
10	78,37	4,56	OK	77,15	4,82	OK
9	73,81	7,46	OK	72,32	8,39	OK
8	66,35	9,24	OK	63,93	9,29	OK
7	57,11	10,79	OK	54,65	10,76	OK
6	46,31	10,86	OK	43,89	10,50	OK
5	35,45	9,31	OK	33,39	8,64	OK
4	26,15	6,87	OK	24,75	5,72	OK
3	19,28	7,66	OK	19,03	6,83	OK
2	11,62	7,36	OK	12,20	7,37	OK
1	4,26	4,26	OK	4,83	4,83	OK
Simpangan antar Lantai Maksimum: 12,38 mm						
PE6-10	: Bangunan Pseudo Elastis di Wilayah 6, 10-lantai					
CD6-10	: Bangunan Desain Kapasitas di Wilayah 6, 10-lantai					

Batasan Kinerja Batas Ultimit yaitu simpangan antar tingkat (*inter-story drift*) struktur bangunan akibat beban gempa rencana, setelah dikalikan dengan suatu faktor pengali (ξ) tidak boleh melampaui 0,02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan. Pemeriksaan kinerja batas ultimit tiap lantai keempat bangunan disajikan dalam Tabel 5.4 – 5.5. Terlihat bahwa *inter-story drift ratio* tidak ada yang melampaui batasan sebesar 0,02 sehingga struktur bangunan telah memenuhi kinerja batas ultimit.

Tabel 5.4 Kinerja Batas Ultimit Bangunan 6-lantai

Lantai	PE6-6			CD6-6		
	<i>Displacement</i> x ξ	<i>Inter story drift ratio</i>	Periksa	<i>Displacement</i> x ξ	<i>Inter story drift ratio</i>	Periksa
	(mm)			(mm)		
6	208,52	0,0075	OK	220,93	0,0077	OK
5	182,29	0,0118	OK	194,13	0,0125	OK
4	141,07	0,0140	OK	150,50	0,0158	OK
3	91,89	0,0127	OK	95,29	0,0142	OK
2	47,42	0,0081	OK	45,45	0,0076	OK
1	19,12	0,0055	OK	18,81	0,0054	OK
<i>Inter story drift ratio</i> maksimum: 0.02						
PE6-6	: Bangunan Pseudo Elastis di Wilayah 6, 6-lantai					
CD6-6	: Bangunan Desain Kapasitas di Wilayah 6, 6-lantai					

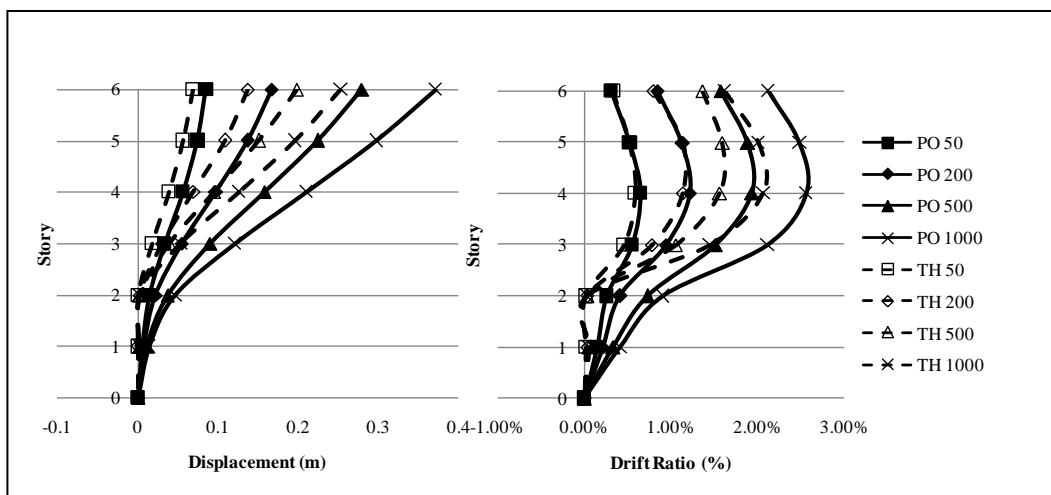
Tabel 5.5 Kinerja Batas Ultimit Bangunan 10-lantai

Lantai	PE6-10			CD6-10		
	$Displacement \times \xi$	<i>Inter story drift ratio</i>	Periksa	$Displacement \times \xi$	<i>Inter story drift ratio</i>	Periksa
	(mm)			(mm)		
10	466,33	0,0078	OK	459,02	0,0082	OK
9	439,17	0,0127	OK	430,32	0,0143	OK
8	394,78	0,0157	OK	380,40	0,0158	OK
7	339,78	0,0183	OK	325,15	0,0183	OK
6	275,56	0,0185	OK	261,13	0,0179	OK
5	210,96	0,0158	OK	198,65	0,0147	OK
4	155,58	0,0117	OK	147,27	0,0097	OK
3	114,71	0,0130	OK	113,22	0,0116	OK
2	69,11	0,0125	OK	72,61	0,0125	OK
1	25,34	0,0072	OK	28,74	0,0082	OK
<i>Inter story drift ratio</i> maksimum: 0.02						
PE6-10	: Bangunan Pseudo Elastis di Wilayah 6, 10-lantai					
CD6-10	: Bangunan Desain Kapasitas di Wilayah 6, 10-lantai					

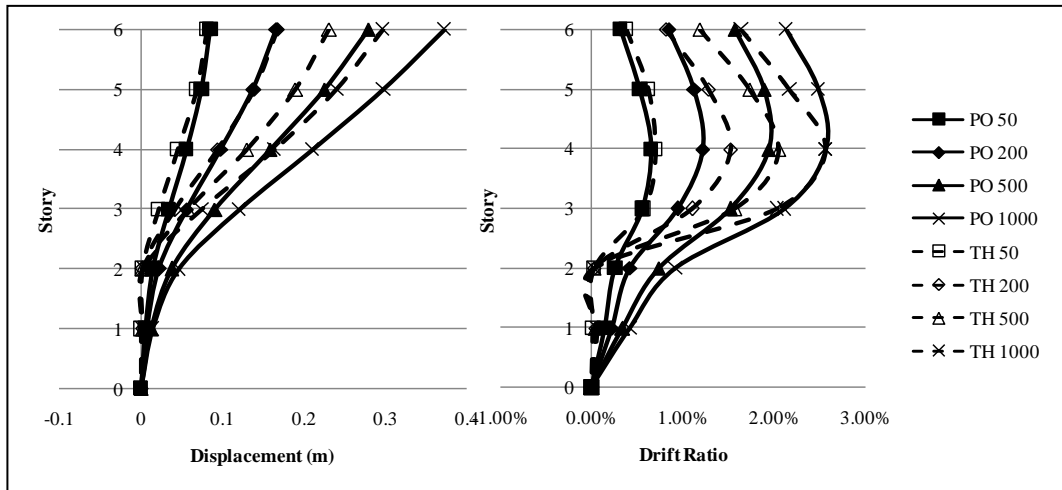
5.3. Hasil Analisis

5.3.1. Displacement dan Drift

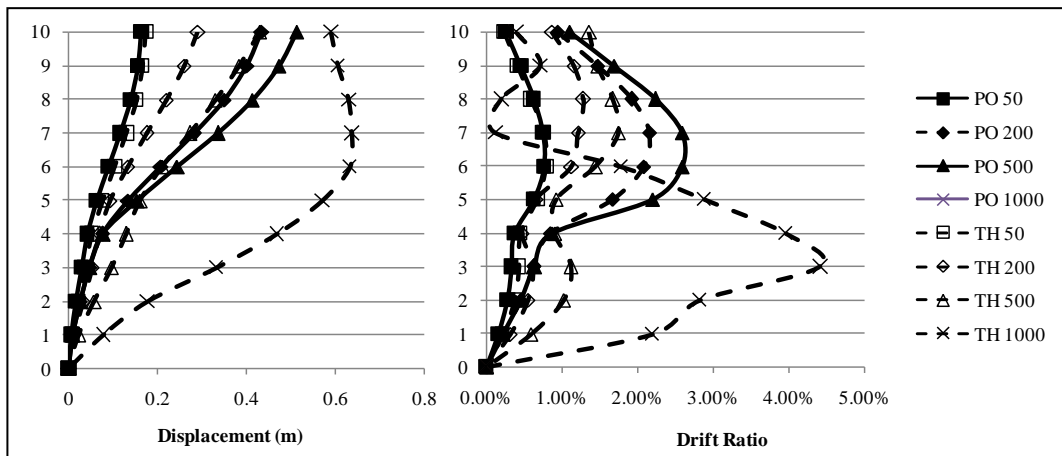
Performance point dari analisis statis nonlinier *pushover* selengkapnya dapat dilihat pada Sujanto dan Lauwis (2010). Berdasarkan *performance point* tersebut, dapat diketahui nilai *drift* seperti ditampilkan pada Gambar 5.2 – 5.5 bersamaan dengan hasil analisis dinamis nonlinier *time history*. Notasi PO dan TH menunjukkan *pushover* dan *time history*, sedangkan angka di belakangnya menunjukkan periode ulang gempa (dalam satuan tahun).



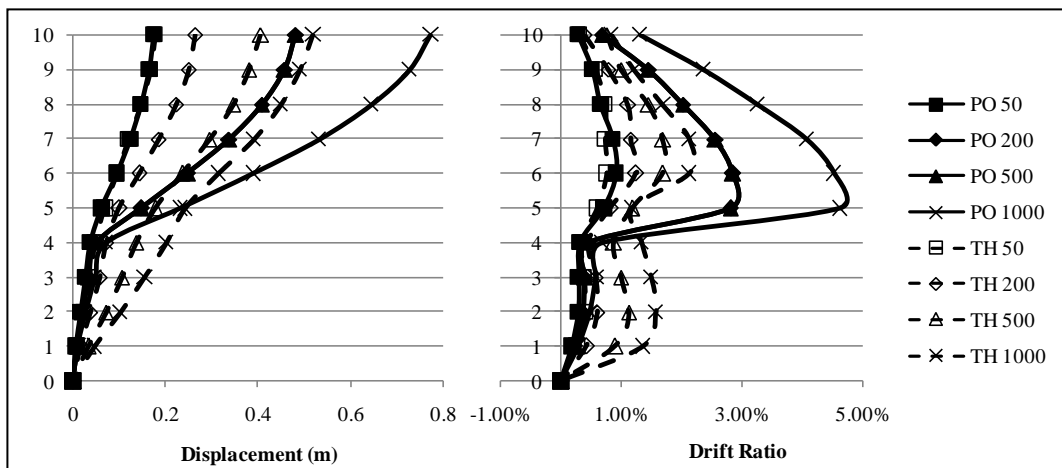
Gambar 5.2 Displacement dan Drift Struktur PE6-6



Gambar 5.3 *Displacement dan Drift Struktur CD6-6*



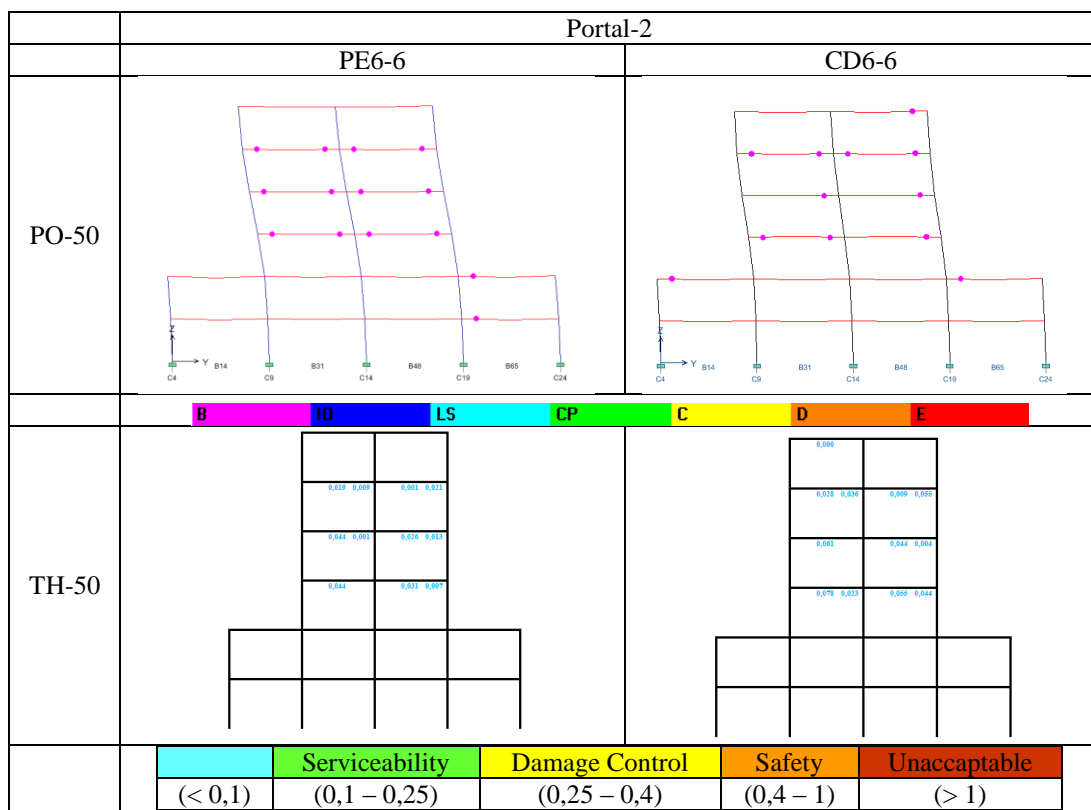
Gambar 5.4 *Displacement dan Drift Struktur PE6-10*



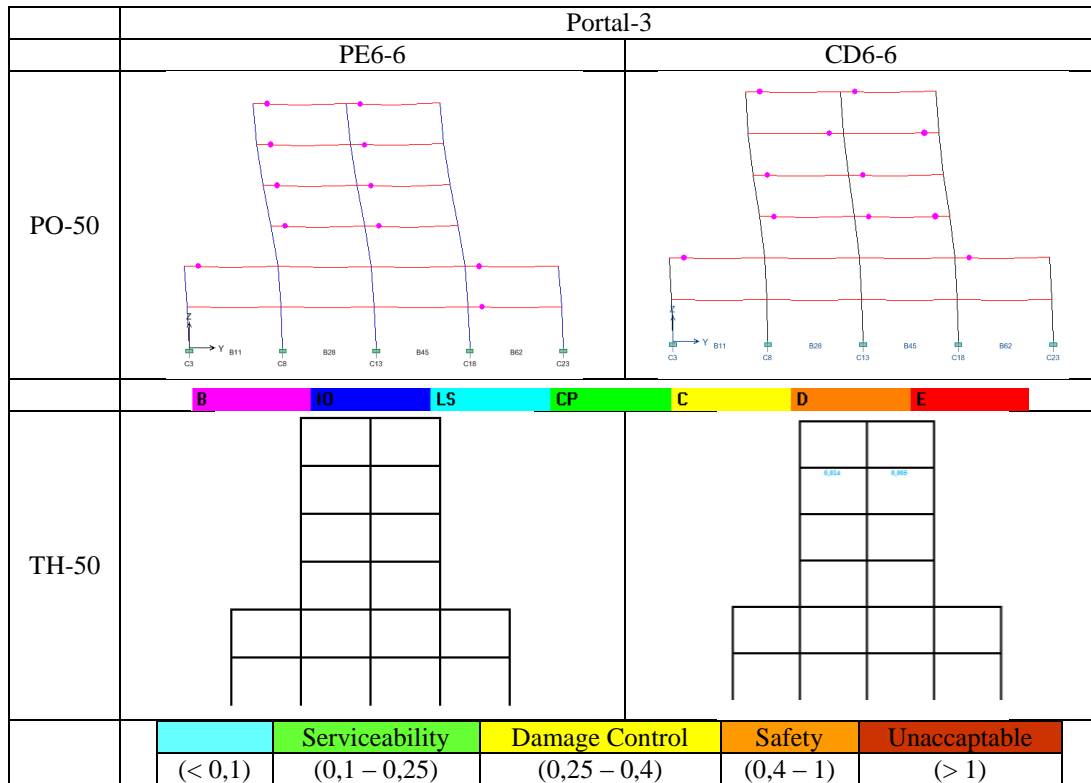
Gambar 5.5 *Displacement dan Drift Struktur CD6-10*

5.3.2. Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index*

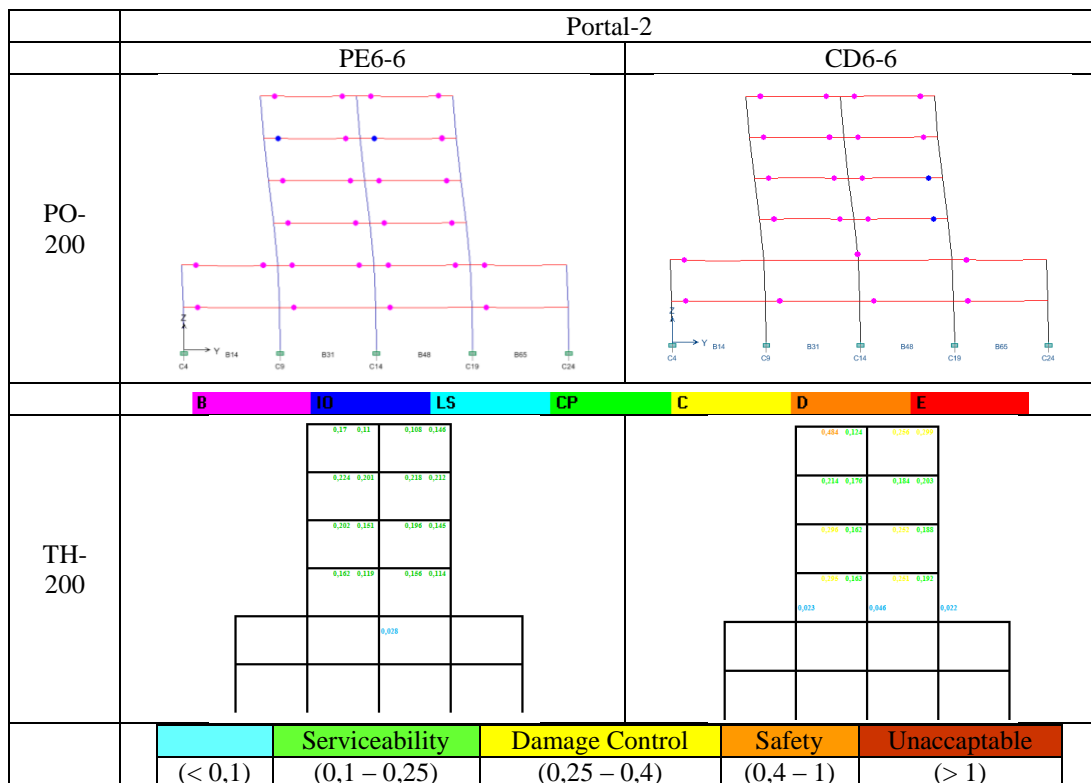
Bagian ini akan menampilkan lokasi terjadinya sendi-sendi plastis yang dihasilkan oleh analisis *pushover* dan *time history* pada saat *performance point*. Analisis *pushover* tidak dapat memberikan angka *damage index* yang terjadi secara eksak, namun hanya memberikan kisaran nilai *damage index* berdasarkan batas yang telah ditentukan (pada penelitian ini digunakan batasan *damage index* sesuai dengan ACMC). Sedangkan untuk analisis *time history*, hasilnya berupa nilai *damage index* yang terjadi. Laporan ini hanya menampilkan portal-portal yang paling kritis, yaitu portal 2 dan 3 (Gambar 5.6 – 5.21). Hasil selengkapnya untuk portal-portal yang lain dapat dilihat pada Lampiran 1.



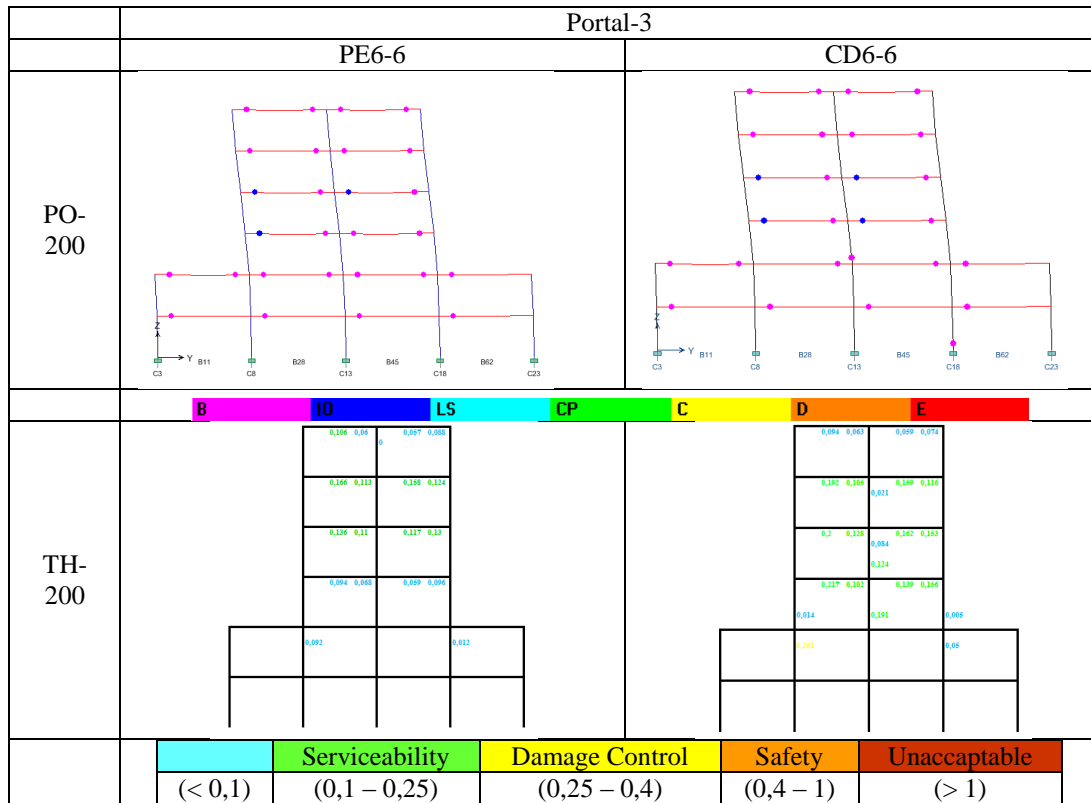
Gambar 5.6 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 2, Bangunan 6-lantai Gempa 50-tahun



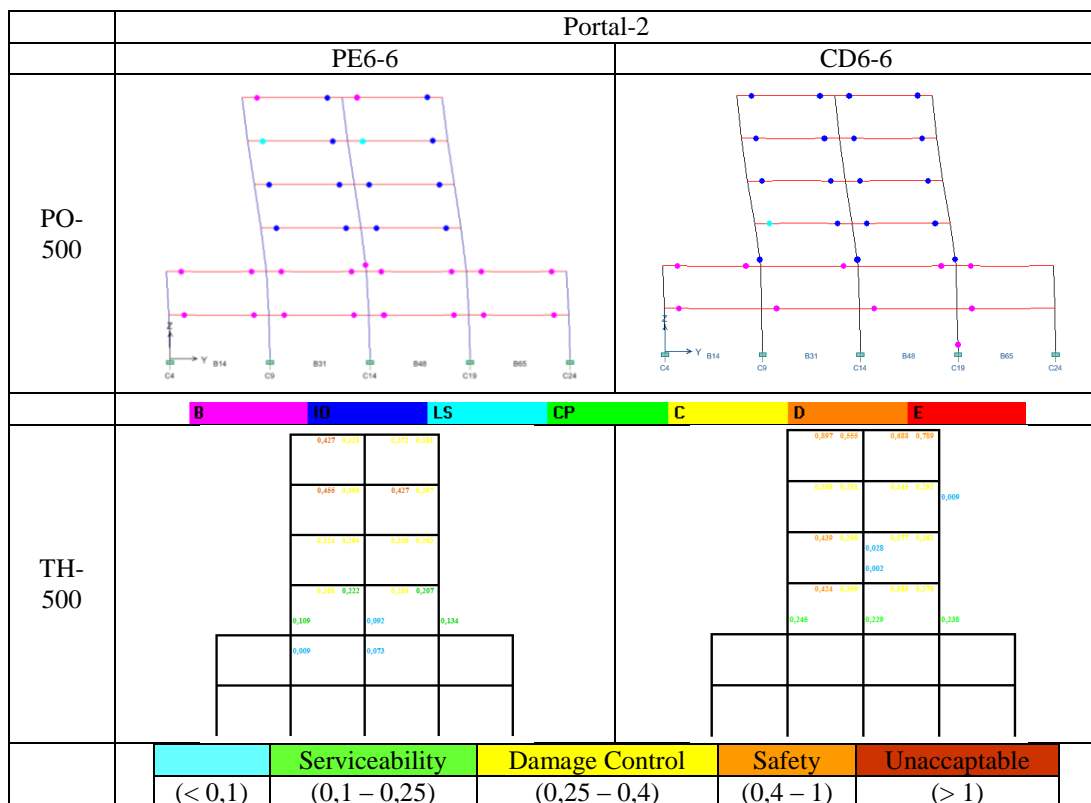
Gambar 5.7 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 3, Bangunan 6-lantai Gempa 50-tahun



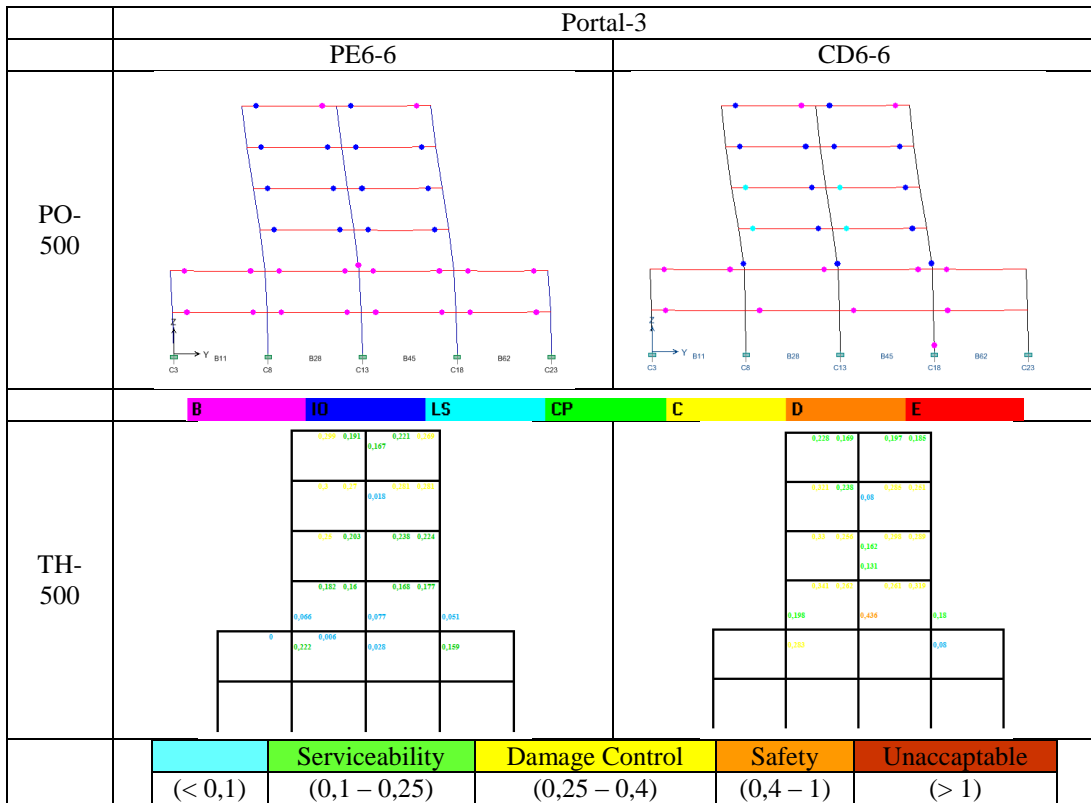
Gambar 5.8 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 2, Bangunan 6-lantai Gempa 200-tahun



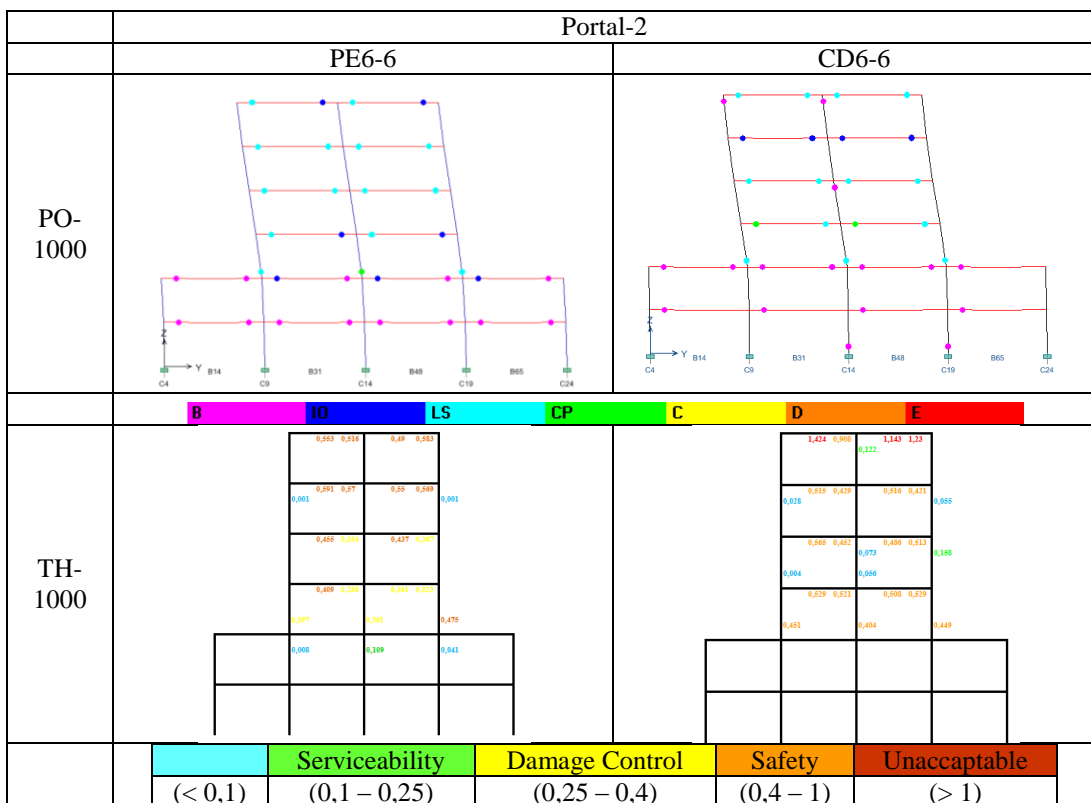
Gambar 5.9 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 3, Bangunan 6-lantai Gempa 200-tahun



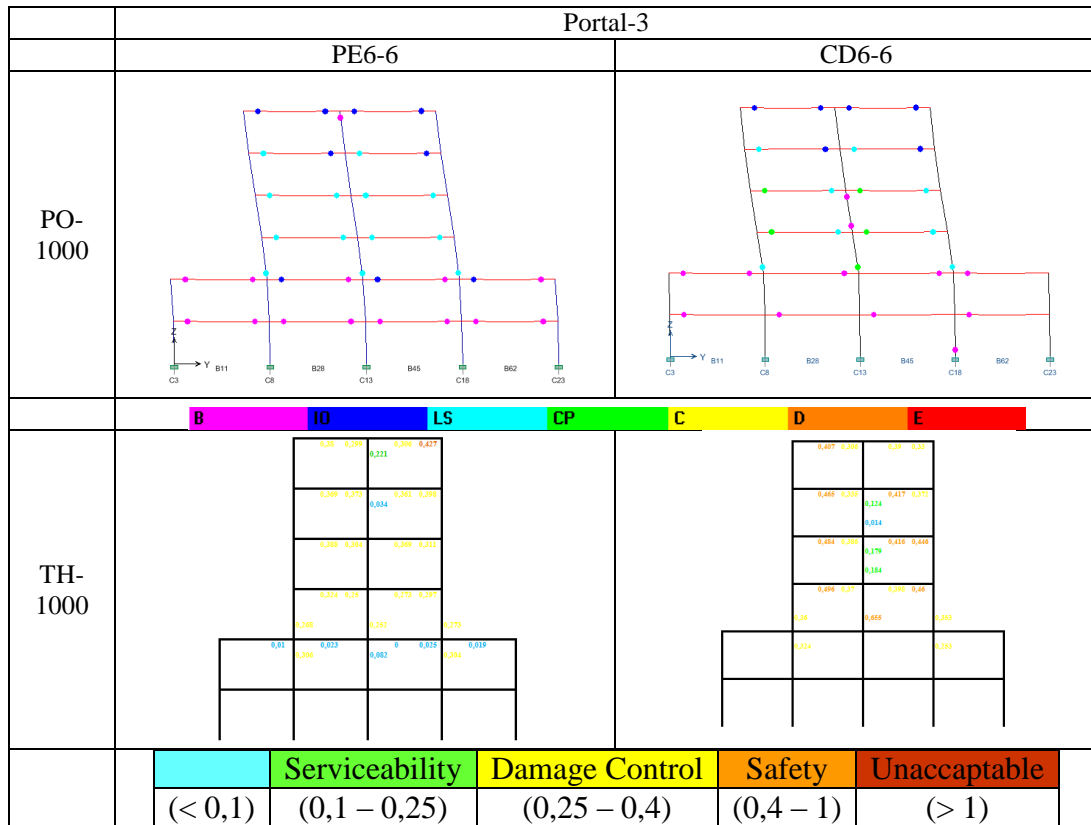
Gambar 5.10 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 2, Bangunan 6-lantai Gempa 500-tahun



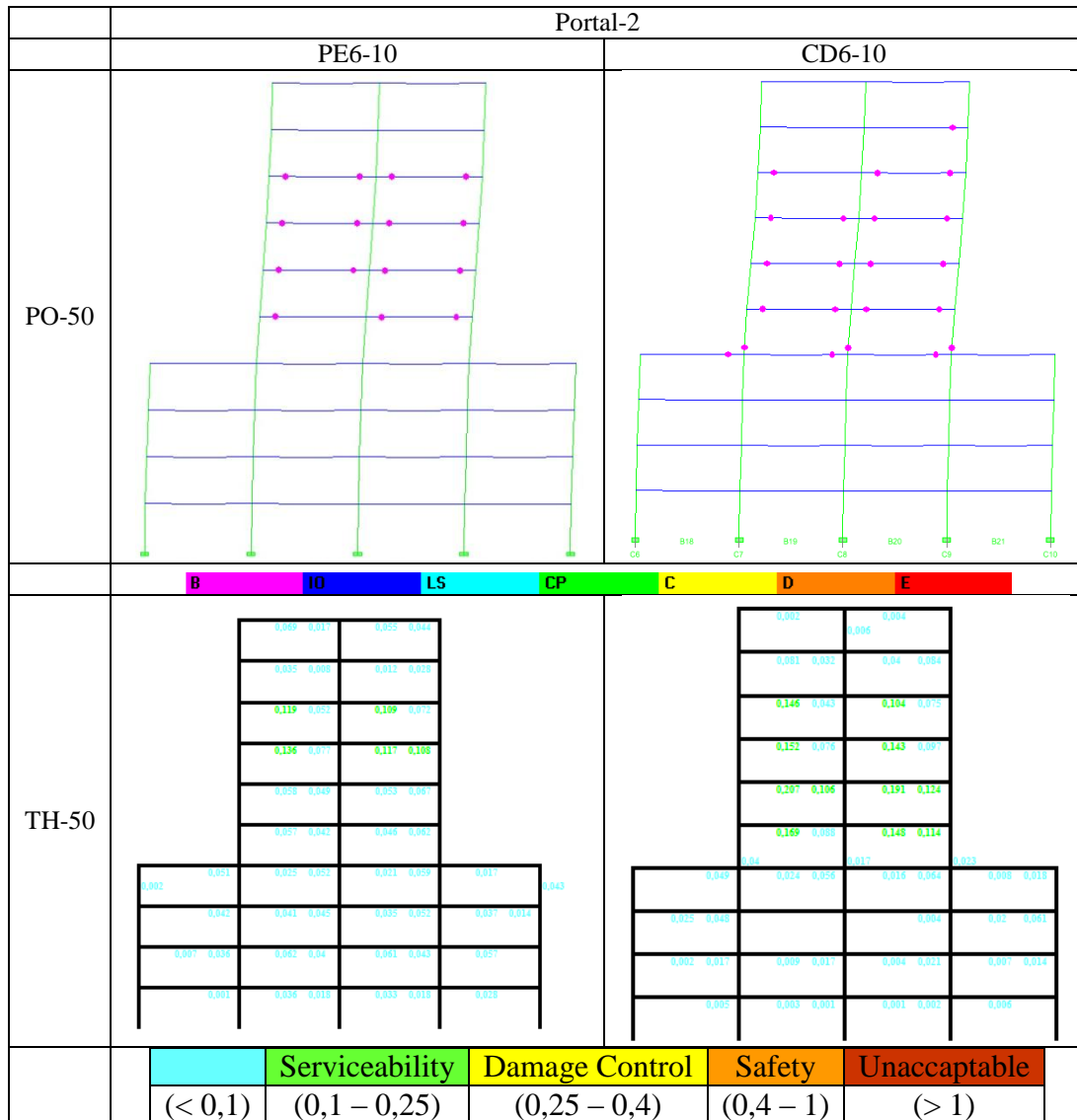
Gambar 5.11 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 3, Bangunan 6-lantai Gempa 500-tahun



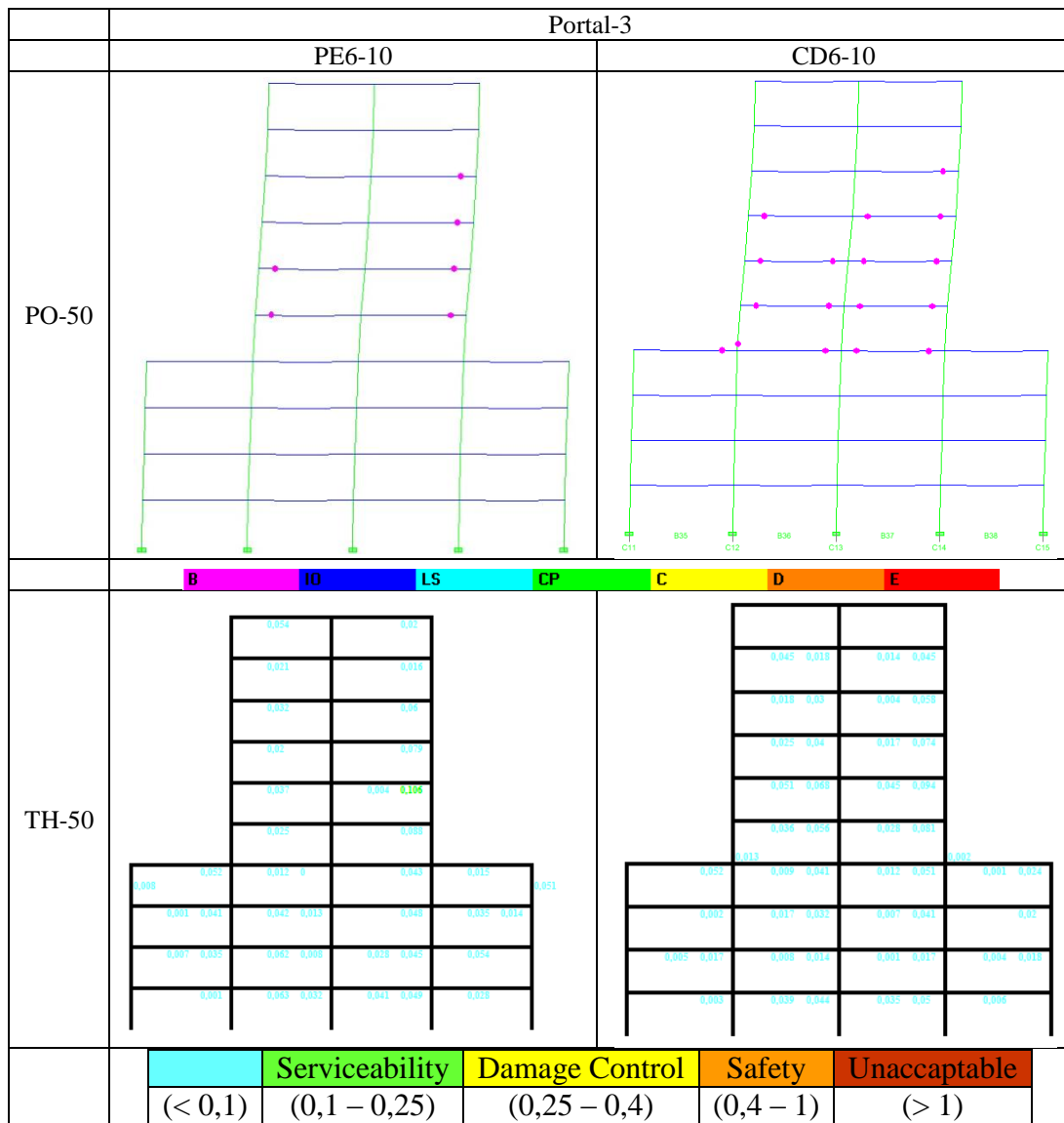
Gambar 5.12 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 2, Bangunan 6-lantai Gempa 1000-tahun



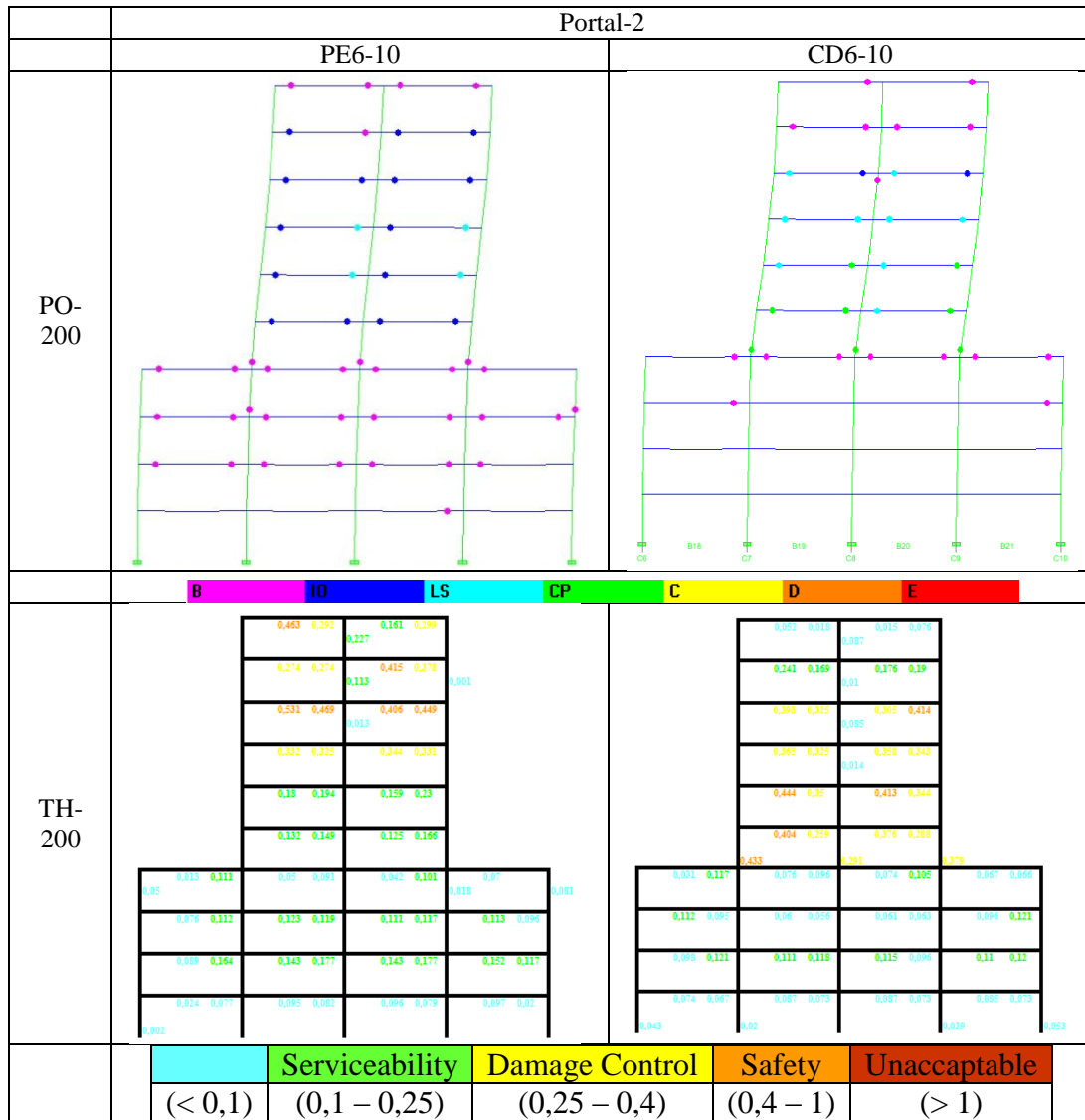
Gambar 5.13 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 3, Bangunan 6-lantai Gempa 1000-tahun



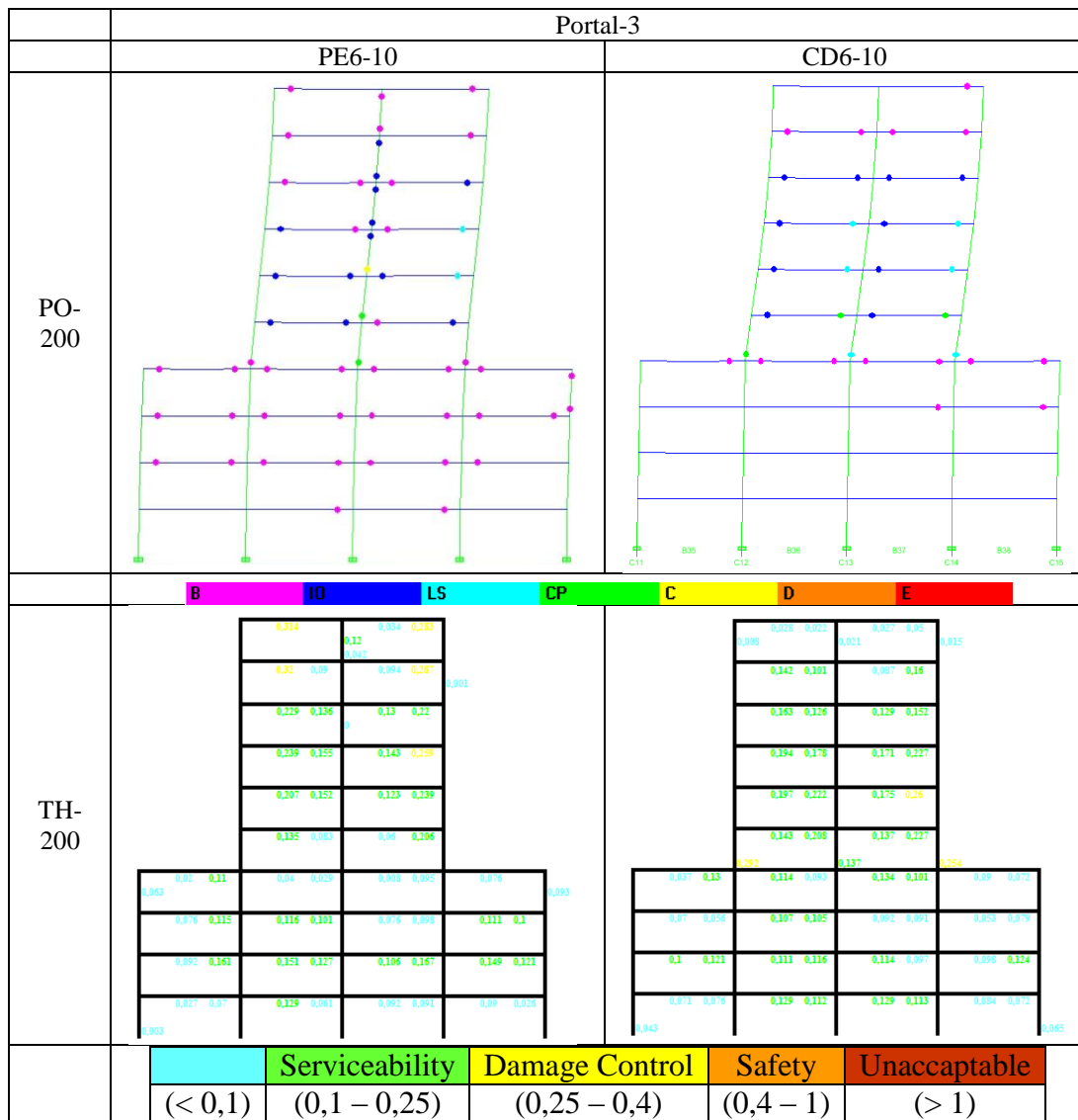
Gambar 5.14 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 2, Bangunan 10-lantai, Gempa 50-tahun



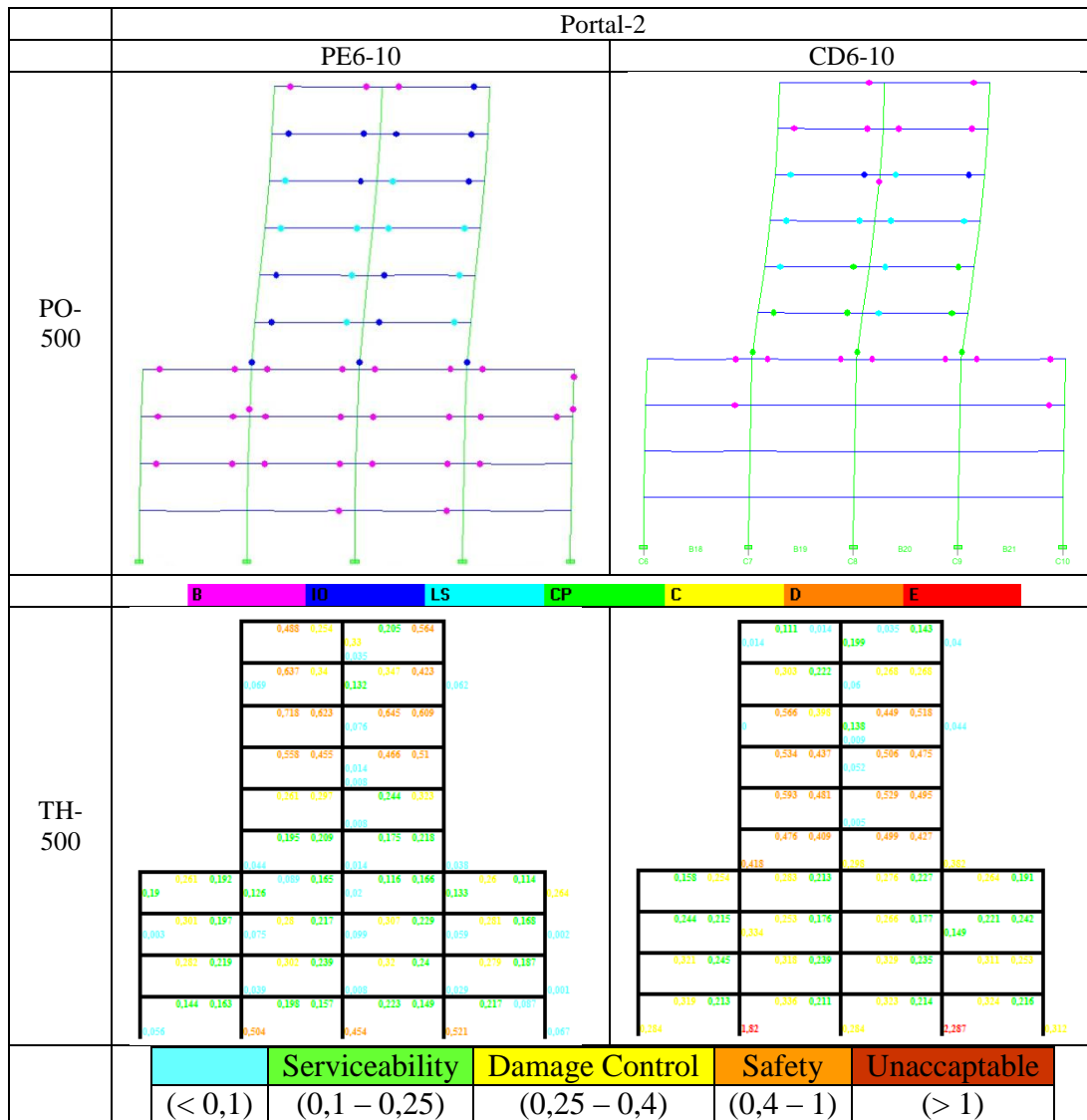
Gambar 5.15 Lokasi Sendi Plastik dan *Damage Index* Portal 3, Bangunan 10-lantai, Gempa 50-tahun



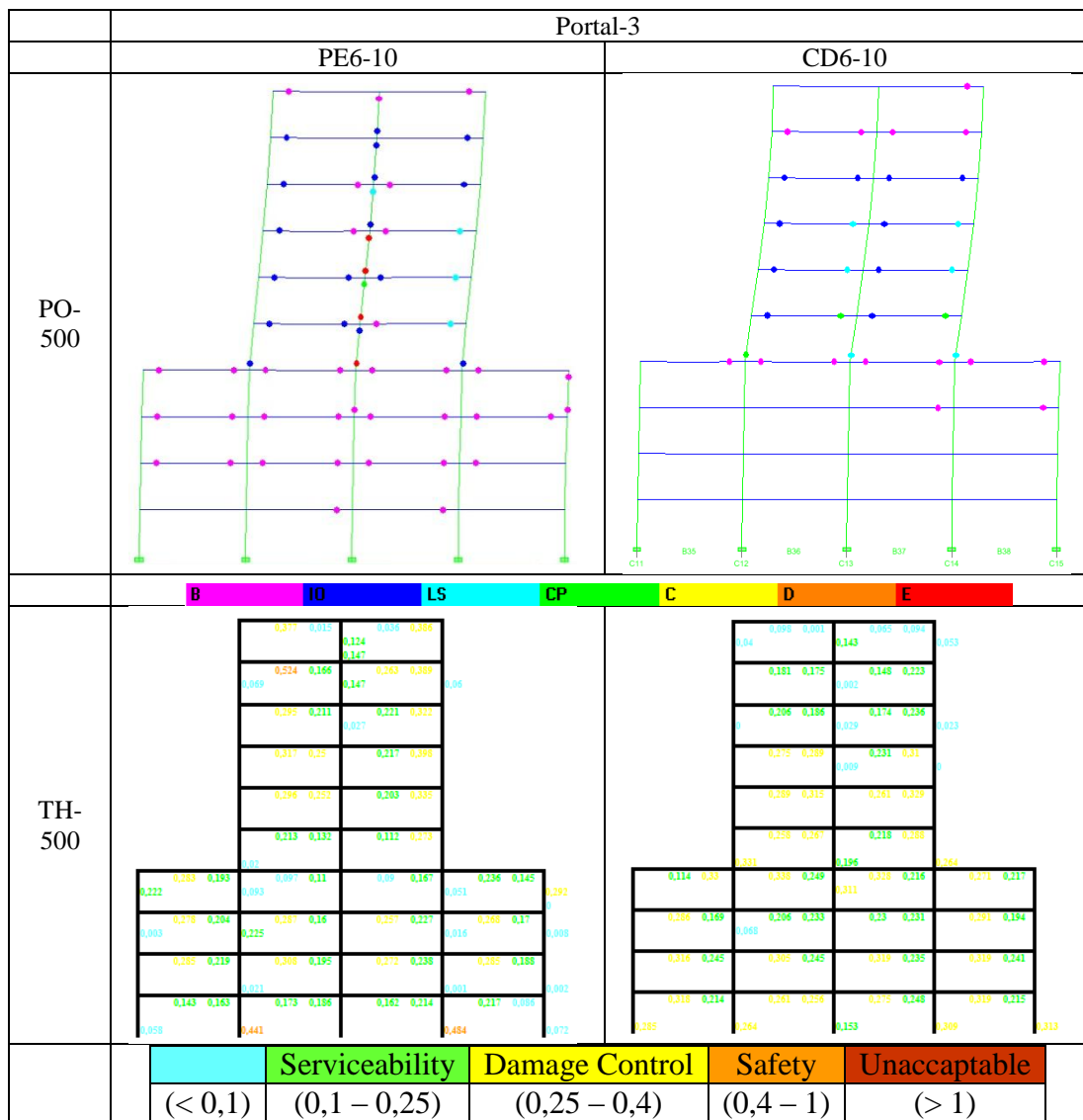
Gambar 5.16 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 2, Bangunan 10-lantai, Gempa 200-tahun



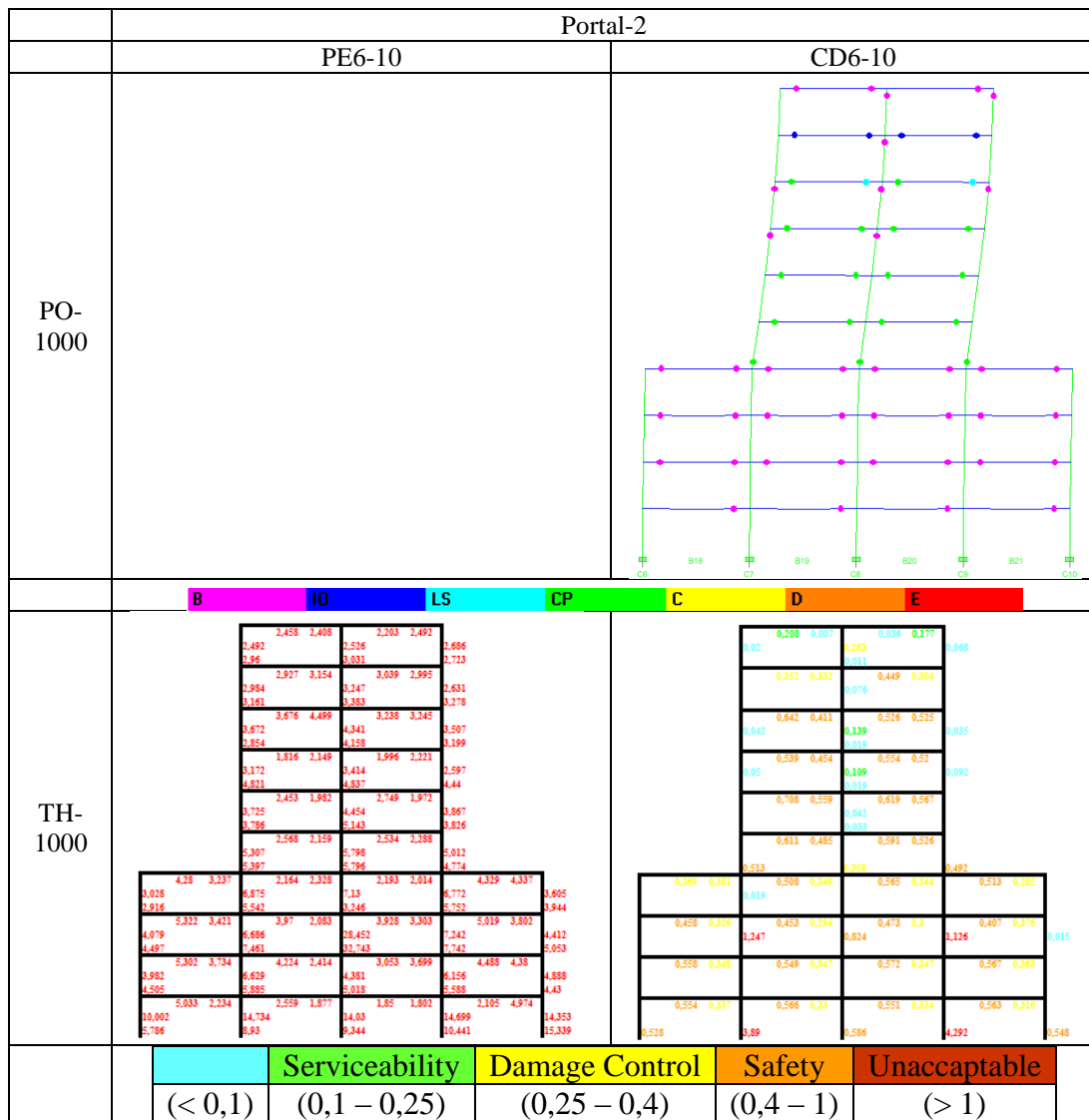
Gambar 5.17 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 3, Bangunan 10-lantai, Gempa 200-tahun



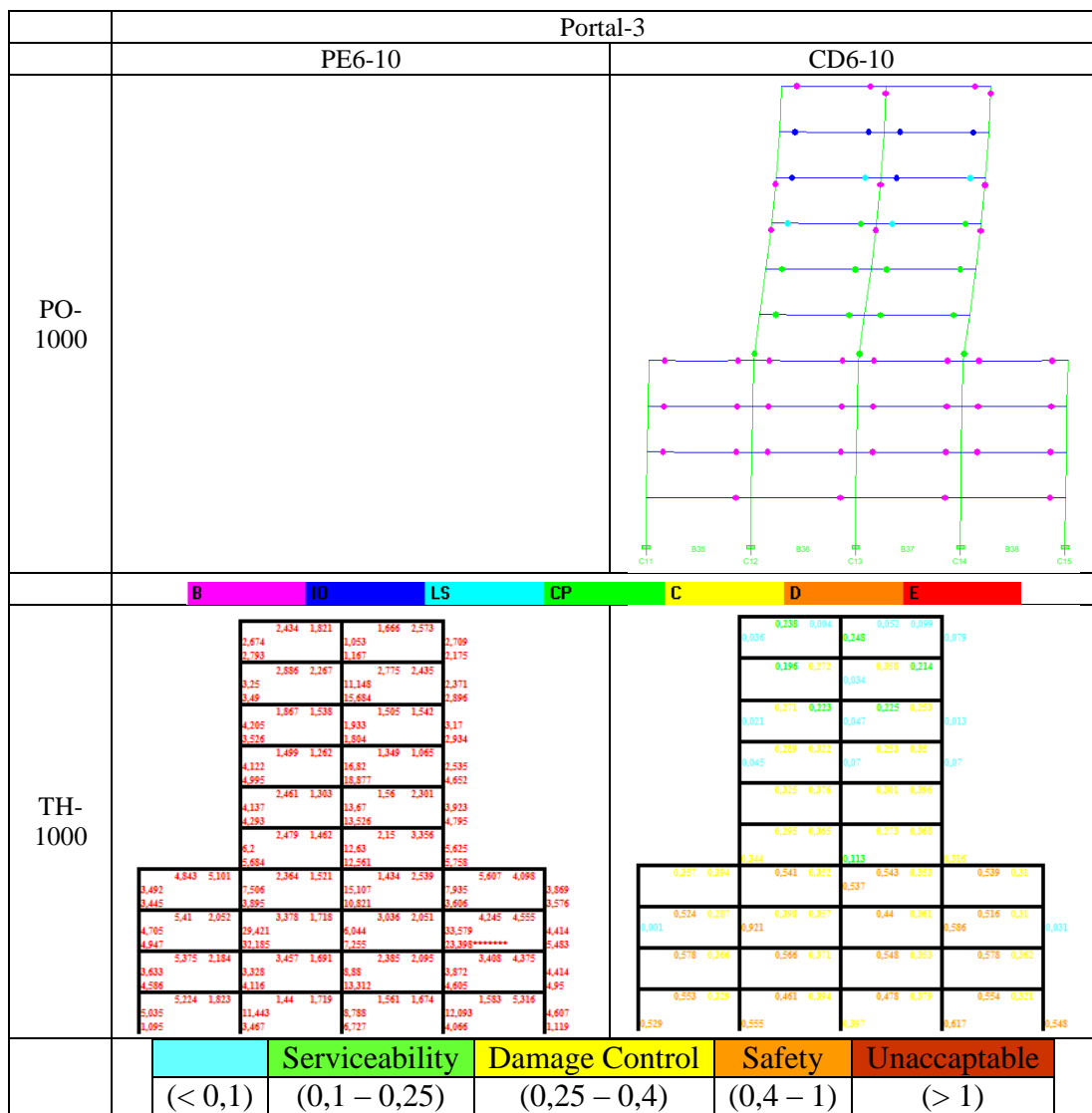
Gambar 5.18 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 2, Bangunan 10-lantai, Gempa 500-tahun



Gambar 5.19 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 3, Bangunan 10-lantai, Gempa 500-tahun



Gambar 5.20 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 2, Bangunan 10-lantai, Gempa 1000-tahun



Gambar 5.21 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 3, Bangunan 10-lantai, Gempa 1000-tahun

Selanjutnya, dilakukan pemeriksaan pola keruntuhan *partial side sway mechanism* pada bangunan PE2–6 dan PE2–10 serta pemeriksaan pola keruntuhan *side sway mechanism* dan mekanisme *strong column weak beam* pada bangunan CD2–6 dan CD2–10 untuk gempa periode ulang 50-, 200-, 500-, dan 1000-tahun.

Dari analisis *pushover* maupun analisis *time history* didapatkan bahwa pada gempa 50-tahun, semua bangunan mencapai pola keruntuhan yang diharapkan. Untuk gempa 200-tahun hingga 1000-tahun, semua bangunan yang diteliti tidak mencapai pola keruntuhan yang diharapkan karena terjadi pelelehan di beberapa kolom yang seharusnya tetap elastis.

5.4. Hasil Evaluasi

5.4.1. Matrik Kinerja Struktur menurut APMC

Matrik Kinerja Struktur memperlihatkan tingkat kinerja struktur secara eksplisit saat terjadi pembebanan gempa dengan berbagai macam periode ulang. Matrik ini didasarkan pada pedoman APMC (1999). Pada Tabel 5.6 – 5.9 ditampilkan matrik kinerja struktur dari hasil analisis *pushover* (PO) dan *time history* (TH) berdasarkan parameter *drift* dan *damage index*. Untuk *damage index* dikelompokkan menjadi *damage index* balok, *damage index* kolom elastis, dan *damage index* kolom plastis. Hasil *drift* dan *damage index* yang ditampilkan di matriks *performance* ini merupakan nilai maksimum yang pernah terjadi selama gempa.

Tabel 5.6 Matrik Kinerja Struktur Berdasarkan *Drift*

Periode Ulang Gempa	Struktur	Performance Level							
		Serviceability Limit State		Damage Control Limit State		Safety Limit State		Unacceptable	
		PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH
50 tahun	PE6-6			0,65	0,59				
	PE6-10			0,76	0,8				
	CD6-6			0,65	0,70				
	CD6-10			0,91	0,75				
200 tahun	PE6-6					1,21	1,14		
	PE6-10						1,28	2,16	
	CD6-6					1,21	1,52		
	CD6-10						1,24	2,84	
500 tahun	PE6-6					1,94	1,60		
	PE6-10						1,74	2,59	
	CD6-6					1,94			2,05
	CD6-10						1,69	2,84	
1000 tahun	PE6-6							2,56	2,07
	PE6-10							NOT	4,42
	CD6-6							2,56	2,57
	CD6-10							4,63	2,12
<i>Drift Ratio</i> Maksimum (%)		0,50		1,00		2,00		> 2,00	

Target desain NOT: tidak ada hasil, bangunan sudah runtuh

Dari matrik kinerja struktur dapat dilihat bahwa *drift* (Tabel 5.6) hasil *pushover* dan *time history* untuk gempa 50- dan 200-tahun tidak memenuhi batasan maksimum APMC. Sedangkan untuk gempa 500-tahun, *time history* menunjukkan semua bangunan *Pseudo* Elastis telah memenuhi syarat, akan tetapi bangunan CD6-6 sudah melebihi batasan maksimum APMC. Analisis *pushover* kurang relevan dipergunakan karena bangunan termasuk tidak beraturan dan tidak *first mode dominant* (Sujanto dan Lauwis, 2010). Nilai *drift* maksimum pada bangunan ini terdapat di lantai tiga, dimana terdapat pengurangan dimensi kolom antara bangunan bawah dan atas di bagian *vertical set-back*.

Tabel 5.7 Matrik Kinerja Struktur Berdasarkan *Damage Index* Balok

Periode Ulang Gempa	Struktur	Performance Level							
		Serviceability Limit State		Damage Control Limit State		Safety Limit State		Unacceptable	
		PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH
50 tahun	PE6-6	O*	O*						
	PE6-10	O*	0,136						
	CD6-6	O*	O*						
	CD6-10	O*	0,207						
200 tahun	PE6-6	O	0,232						
	PE6-10			O	0,344				
	CD6-6	O					0,485		
	CD6-10					O	0,444		
500 tahun	PE6-6			O			0,455		
	PE6-10			O			0,718		
	CD6-6			O			0,891		
	CD6-10					O	0,593		
1000 tahun	PE6-6					O	0,591		
	PE6-10							NOT	5,607
	CD6-6					O			1,424
	CD6-10					O	0,708		
<i>Drift Ratio</i> Maksimum (%)		0,10 – 0,25		0,25 – 0,40		0,40 – 1,00		> 1,00	

Target desain * Leleh pertama NOT: bangunan sudah runtuh

Tabel 5.8 Matrik Kinerja Struktur Berdasarkan *Damage Index* Kolom Elastis

Periode Ulang Gempa	Struktur	Performance Level							
		Serviceability Limit State		Damage Control Limit State		Safety Limit State		Unacceptable	
		PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH
50 tahun	PE6-6	O*	O*						
	PE6-10	O*	O*						
	CD6-6	O*	O*						
	CD6-10	O*	O*						
200 tahun	PE6-6	O*	0,234						
	PE6-10	O*	0,227						
	CD6-6	O*			0,261				
	CD6-10				0,433	O			
500 tahun	PE6-6	O*			0,359				
	PE6-10	O					0,521		
	CD6-6	O					0,436		
	CD6-10					O			2,287
1000 tahun	PE6-6					O	0,706		
	PE6-10							NOT	33,579
	CD6-6					O	0,655		
	CD6-10					O			4,292
<i>Damage Index</i> Maksimum (%)		0,10 – 0,25		0,25 – 0,40		0,40 – 1,00		> 1,00	

Target desain * Leleh pertama NOT: bangunan sudah runtuh

Tabel 5.9 Matrik Kinerja Struktur Berdasarkan *Damage Index* Kolom Plastis

Periode Ulang Gempa	Struktur	<i>Performance Level</i>							
		<i>Serviceability Limit State</i>		<i>Damage Control Limit State</i>		<i>Safety Limit State</i>		<i>Unacceptable</i>	
		PO	TH	PO	TH	PO	TH	PO	TH
50 tahun	PE2-6	O*	O*						
	PE2-10	O*	O*						
200 tahun	PE2-6	O*	O*						
	PE2-10	O*	0,12						
500 tahun	PE2-6	O*	0,167						
	PE2-10				0,292			O	
1000 tahun	PE2-6				0,252	O			
	PE2-10							NOT	18,877
<i>Damage Index</i> Maksimum (%)		0,10 – 0,25		0,25 – 0,40		0,40 – 1,00		> 1,00	

Target desain * Leleh pertama

Apabila ditinjau dari *damage index* balok (Tabel 5.7), baik *pushover* maupun *time history* memberikan hasil yang baik. Bangunan yang direncanakan secara *Pseudo Elastis* memiliki kinerja yang lebih baik dibandingkan Desain Kapasitas. Pada gempa 200-tahun bangunan CD6-6 dan CD6-10 sudah memiliki nilai *damage index* yang melebihi ketentuan, yaitu sudah dalam tahap *safety limit state*. Sedangkan pada gempa target 500-tahun, seluruh bangunan PE dan CD masih berada pada tahap *safety limit state* sesuai harapan.

Apabila ditinjau dari *damage index* kolom elastis (Tabel 5.8), semua bangunan baik hasil *Pseudo Elastis* maupun Desain Kapasitas tidak memenuhi harapan. Ada beberapa kolom elastis yang mengalami pelelehan yang seharusnya tidak diijinkan terjadi. Sendi-sendi plastis ini terdapat pada kolom-kolom peralihan antara bangunan bawah dan atas pada bagian *vertical set-back*.

Berdasarkan *damage index* kolom plastis (Tabel 5.9), semua bangunan menunjukkan kinerja yang baik, yaitu berada di bawah ketentuan ACMC. Sama halnya dengan kolom-kolom elastis, nilai *damage index* terbesar terjadi pada perbatasan bangunan bagian bawah dan atas pada bagian *vertical set-back*.

5.4.2. Efisiensi Material

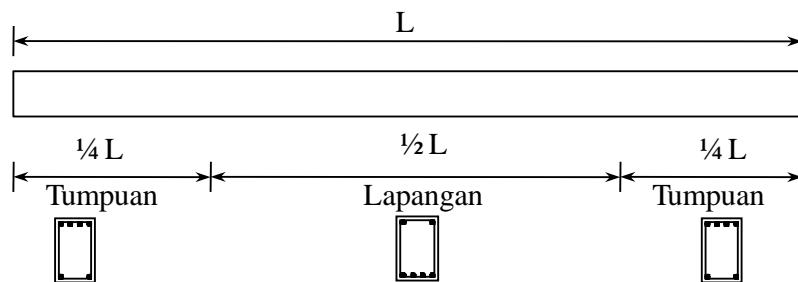
Tabel 5.10 menunjukkan perbandingan volume beton yang dibutuhkan oleh *Pseudo Elastis* dan Desain Kapasitas. Volume beton yang dimaksud dalam penelitian ini hanya dihitung berdasarkan volume kolom dan balok induk. Volume beton untuk pelat dan balok anak tidak dihitung karena memiliki nilai yang sama antara kedua metode desain. Ternyata tidak ada perbedaan yang signifikan dalam hal penggunaan beton untuk kedua metode desain.

Tabel 5.10 Perbandingan Volume Beton

Bangunan	PE : CD
6-Lantai Wilayah 6	1,0349
10-Lantai Wilayah 6	1,0038

Selain membandingkan volume beton, penelitian ini juga membandingkan kebutuhan tulangan yang digunakan dalam *Pseudo* Elastis maupun Desain Kapasitas. Perhitungan kebutuhan tulangan menggunakan asumsi sebagai berikut:

- Mengabaikan panjang penyaluran.
- Pada balok, panjang tulangan lapangan hanya dihitung setengah bentang saja, sedangkan tulangan tumpuan dihitung seperempat bentang dari as kolom kiri dan kanan (Gambar 5.22). Tulangan geser dihitung sesuai jarak sengkang ($\leq 2h$ dan $>2h$) dan bentang balok di hitung dari as ke as.
- Pada kolom, panjang tulangan lentur dan tulangan geser dihitung sesuai dengan tinggi kolom dari as ke as.



Gambar 5.22 Posisi Tulangan Lapangan dan Tumpuan

Tabel 5.11 menunjukkan hasil perhitungan berat tulangan untuk bangunan 6- dan 10-lantai dengan kedua metode desain.

Tabel 5.11 Berat Tulangan

Jenis	PE6-6 (ton)	CD6-6 (ton)	PE6-10 (ton)	CD6-10 (ton)
Tulangan lentur balok	38,99	38,38	52,92	51,00
Tulangan geser balok	35,43	25,28	39,80	36,50
Tulangan lentur kolom	28,68	20,82	83,68	84,70
Tulangan geser kolom	9,42	10,72	17,70	19,66
TOTAL	112,51	95,21	194,10	191,86

Berdasarkan perhitungan berat tulangan (Tabel 5.12), *Pseudo* Elastis lebih boros 18% untuk bangunan 6-lantai dan 2% untuk bangunan 10-lantai.

5.4.3. Periode Elastis dan Periode Plastis Aktual

Kinerja struktur yang direncanakan dengan *Pseudo* Elastis kurang memuaskan akibat munculnya sendi-sendi plastis pada kolom-kolom elastis. Seperti dijelaskan pada bagian 5.4.1., penyebab utama hal ini adalah pemilihan dimensi kolom elastis yang kurang tepat di daerah peralihan *vertical set-back*. Lebih dari itu, penelitian ini mencoba menganalisis lebih lanjut untuk menyelidiki kemungkinan penyebab-penyebab lainnya. Salah satu yang menjadi perhatian adalah penggunaan rumusan Faktor Pengali (FP) seperti pada persamaan (2.8).

Dalam penggunaan rumusan FP diperlukan prediksi periode plastis ($T_{plastis}$) menggunakan persamaan (2.9) yang diturunkan dengan meregresi data-data periode elastis dan plastis bangunan-bangunan beraturan pada penelitian terdahulu. Ternyata $T_{plastis}$ yang diprediksi tersebut sangat berbeda dengan $T_{plastis}$ aktual seperti ditunjukkan pada Tabel 5.12 di bawah ini.

Tabel 5.12 Perbandingan $T_{plastis}$ prediksi dan $T_{plastis}$ aktual

Bangunan	$T_{elastis}$ (detik)	$T_{plastis}$ prediksi (detik)	$T_{plastis}$ aktual (detik)
PE2-6	0,80	2,69	2,33
PE2-10	1,46	4,65	3,75

Besarnya perbedaan $T_{plastis}$ prediksi dan $T_{plastis}$ aktual menyebabkan besarnya FP yang digunakan dalam desain *Pseudo* Elastis menjadi kurang tepat. Tabel 5.13 menunjukkan perbandingan FP yang dipergunakan dalam penelitian, yaitu yang diturunkan dari $T_{plastis}$ prediksi, dan FP aktual yang diturunkan berdasarkan $T_{plastis}$ aktual.

Tabel 5.13 Perbandingan FP yang Digunakan dengan FP aktual

Bangunan		FP berdasarkan $T_{plastis}$ prediksi	FP berdasarkan $T_{plastis}$ aktual
PE2-6	Bag. Atas	2,06	2,39
	Bag. Bawah	2,49	2,96
PE2-10	Bag. Atas	1,67	2,13
	Bag. Bawah	1,69	2,25

Terlihat bahwa FP yang dipergunakan dalam penelitian ini kurang besar dibandingkan FP yang dihitung berdasarkan $T_{plastis}$ aktual. Hal ini menyebabkan beban rencana untuk kolom elastis kurang besar, sehingga dimensi kolom maupun jumlah tulangan yang terpasang menjadi kurang besar juga. Oleh sebab itu terjadilah sendi-sendi plastis pada kolom elastis yang pada akhirnya menyebabkan kinerja bangunan menjadi kurang baik.

Besarnya perbedaan antara FP yang dipergunakan dengan FP aktual dalam penelitian ini kemungkinan juga disebabkan oleh kurang tepatnya penggunaan rumusan $T_{plastis}$ prediksi yang diturunkan dari data-data bangunan beraturan. Padahal bangunan yang diteliti dalam penelitian ini termasuk bangunan tidak beraturan. Dalam penelitian selanjutnya, sebaiknya untuk bangunan tidak beraturan digunakan rumusan regresi yang lain yang memang diturunkan dari $T_{elastis}$ dan $T_{plastis}$ bangunan tidak beraturan.

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil evaluasi kinerja bangunan tidak beraturan 6- dan 10-lantai dengan *vertical set-back* 50% di wilayah 6 peta gempa Indonesia yang direncanakan secara *Pseudo* Elastis dan Kapasitas sesuai SNI 03-2847-2002, secara umum dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Desain *Pseudo* Elastis dan Kapasitas belum menghasilkan mekanisme keruntuhan yang diharapkan, yaitu *partial side sway mechanism* dan *side sway mechanism*. Kedua metode desain masih menghasilkan sendi-sendi plastis pada kolom-kolom yang tidak diharapkan, walaupun tingkat pelelehannya masih tahap awal dan tidak menunjukkan *soft storey mechanism* yang membahayakan pada level gempa rencana. Hal ini disebabkan oleh:
 - Pada *Pseudo* Elastis:
 - a. Pemilihan dimensi kolom di daerah peralihan *vertical set-back* yang kurang besar.
 - b. Penggunaan rumus empiris untuk memprediksi $T_{plastis}$ yang kurang sesuai karena diturunkan berdasarkan data-data bangunan beraturan.
 - Pada Desain Kapasitas:
Penggunaan faktor *overstrength* kolom sebesar 1,20 yang kurang besar.
2. Ditinjau dari parameter *drift* dan *damage index* balok/kolom, *Pseudo* Elastis masih lebih baik dibandingkan Desain Kapasitas.
3. Ditinjau dari segi penggunaan bahan, *Pseudo* Elastis dan Desain Kapasitas menggunakan volume beton yang relatif sama. Berdasarkan penggunaan baja tulangan, *Pseudo* Elastis lebih boros untuk bangunan 10-lantai ke bawah dan semakin hemat untuk bangunan 10-lantai ke atas.

6.2. Saran

Berdasarkan kesimpulan di atas, penulis merekomendasikan untuk melakukan penelitian lebih lanjut mengenai:

1. Desain *Pseudo* Elastis yang menggunakan rumusan Faktor Pengali (FP) baru, dimana rumusan $T_{plastis}$ diprediksi dari data-data $T_{elastis}$ dan $T_{plastis}$ aktual dari bangunan-bangunan tidak beraturan. Akan tetapi jika didapatkan didapatkan nilai $T_{plastis}$ yang kira-kira lebih dari 2 detik maka disarankan untuk langsung menggunakan nilai FP sebesar 2,43 (nilai rata-rata FP aktual pada wilayah 6 dalam penelitian ini). Hal ini disebabkan pada periode 2 detik atau lebih nilai faktor respon gempa C^T sudah mendekati nilai yang sama (linier), sehingga

pengaruhnya tidak signifikan terhadap nilai FP. Dimensi kolom di daerah peralihan *vertical set-back* diusahakan tidak ada perubahan.

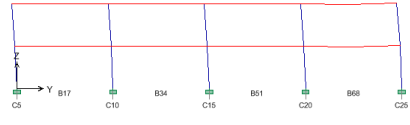
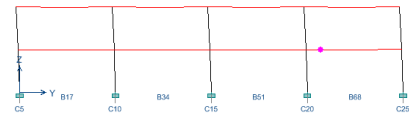
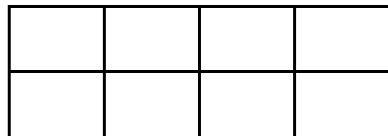
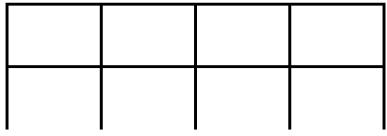
2. Meneliti efisiensi *Pseudo* Elastis dibandingkan Desain Kapasitas.
3. Memberikan masukan bagi SNI 03-2847-2002 untuk mengevaluasi penggunaan *overstrength factor* untuk kolom sebesar 1,20 yang ternyata tidak mampu menjamin mekanisme *strong column weak beam*.

DAFTAR PUSTAKA

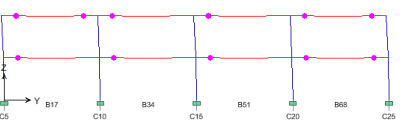
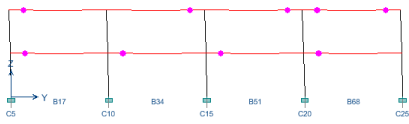
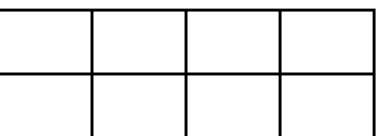
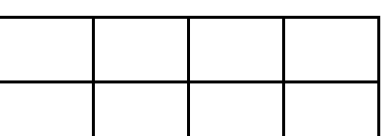
- Applied Technology Council, ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California.
- Atmadja, K.G. dan Wijoyo, B. (2009). *Evaluasi Kinerja Bangunan dengan Metode Pseudo Elastis pada Wilayah 6 Peta Gempa Indonesia*. Tugas Akhir No. 11011657/SIP/2009. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *SNI-03-1726-2002. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Rumah dan Gedung*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *SNI-03-2847-2002. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*. Jakarta.
- Carr, Athol J. (2001), *RUAUMOKO, Inelastic Dynamic Analysis, 3-Dimensional Version*. University of Canterbury, New Zealand.
- Chandra, A. dan Dhannyanto. (2003). *Alternatif Perencanaan Struktur Rangka Beton Bertulang dengan Pseudo Elastis*. Tugas Akhir No.1297/SIP/2003. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Chandra, J. dan Arden, W. (2007). *Kinerja Bangunan Tahan Gempa yang Didesain Menurut SNI 03-2847-1992 dan SNI 03-2847-2002 di Wilayah 6 Peta Gempa Indonesia*. Tugas Akhir no. 11301502/SIP/2007. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Computer and Structures, Inc. (2001). *SAP2000 Version 11, Structures Analysis Program*. Berkeley, California.
- Computer and Structures, Inc. (2005). *ETABS v9.07, Extended Three Dimensional Analysis of Building System*. Berkeley, California.
- Departemen Pekerjaan Umum. (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*. Bandung: Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Harryanto dan Tangguh, A. (2004). *Studi Tentang Faktor Pengali Gaya Dalam Kolom Portal Eksterior Berdasarkan Kapasitas Daktilitas Struktur untuk Perencanaan Pseudo Elastis*. Tugas Akhir No.11301335/SIP/2004. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- International Committee on Concrete Model Code. (1999). *Asian Concrete Model Code, Level 1 & 2 Documents, Second Draft*. Japan.
- Kusuma, A. dan Wibowo, Z. Y. (2008). *Evaluasi Kinerja Struktur 4- dan 10-Lantai yang Didesain Berdasarkan Capacity Design pada SNI 03-2847-2002 dan Pseudo Elastis di Wilayah 6 Peta Gempa Indonesia*. Tugas Akhir No.11011570/SIP/2008. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- 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, Taiwan.
- Muljati, I. et al. (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)

- Oktavianus, Y. dan Laismana, R. (2009). *Evaluasi Kinerja dan Efisiensi Desain Pseudo Elastis Terhadap Desain Kapasitas Sesuai SNI 03-2847-2002 pada Bangunan Tidak Beraturan dengan Coakan 40% 6- dan 10-lantai di Wilayah 6 Peta Gempa Indonesia*. Skripsi No. 11011695/SIPIL/2009, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- 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*, 83-29 (pp 274-283).
- Paulay, T. (1995). "Special Issues in Seismic Design". *Structural Engineering International*, 3 vol. 5 (pp. 160-165).
- Paulay, T. and Priestly, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Pono, B.R. dan Lidyawati. (2003). *ESDAP, Educational Section Design and Analysis Program*, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Reni, S. dan Tirtalaksa, I. (2008). *Evaluasi Kinerja Struktur 6- dan 8-lantai yang Didesain Berdasarkan Capacity Design pada SNI 03-2847-2002 dan Pseudo Elastis di Wilayah 6 Peta Gempa Indonesia*. Tugas Akhir No.11011571/SIP/2008. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Sugianto, F. dan Subyanto, L. (2009). *Evaluasi Factor Overstrength Kolom dalam SNI 03-2847-02 yang Direncanakan Sebagai Sistem Rangka Penahan Momen Khusus (SRPMK). Studi Kasus : Bangunan Tidak Beraturan dengan Vertical Set-back 50 % di Wilayah 6 Peta Gempa Indonesia*. Skripsi No. 11011656/SIPIL/2009, Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Susanto, F. dan Windy, S. (2004). *Usulan Perencanaan Pseudo Elastis Menggunakan Kolom Eksterior*. Tugas Akhir No.1327/SIP/2004. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Susanto, T. (2009). *Studi Faktor Pengali Kapasitas Kolom Eksterior dalam Perencanaan Pseudo Elastis*. Tugas Akhir No.11011648/SIP/2009. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Sutedjo, Y. dan Tingkir, H.K. (2005). *Perencanaan Struktur Secara Pseudo Elastis dengan Faktor Pengali yang Memperhitungkan Daktilitas Struktur dan Gempa Target 500-tahun*. Tugas Akhir No.11131418/SIP/2005. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Tindrawati dan Juliana. (1997). *Batasan Pemakaian Perencanaan Pseudo Elastis Menggunakan Satu Kolom Tepi*. Tugas Akhir No.773 S. Universitas Kristen Petra, Surabaya.
- Vis, W.C. dan Kusuma, G.H. (1993). *Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03*. Erlangga. Jakarta.
- Sujanto, I. dan Lauwis, T. (2010). *Evaluasi Kinerja Bangunan Tidak Beraturan 6- dan 10-lantai dengan Vertical Set-Back 50% di Wilayah 6 Peta Gempa Indonesia yang Direncanakan secara Pseudo Elastis dan Kapasitas Sesuai SNI 03-2847-2002*. Skripsi No. 11011717/SIP/2010. Universitas Kristen Petra. Surabaya.

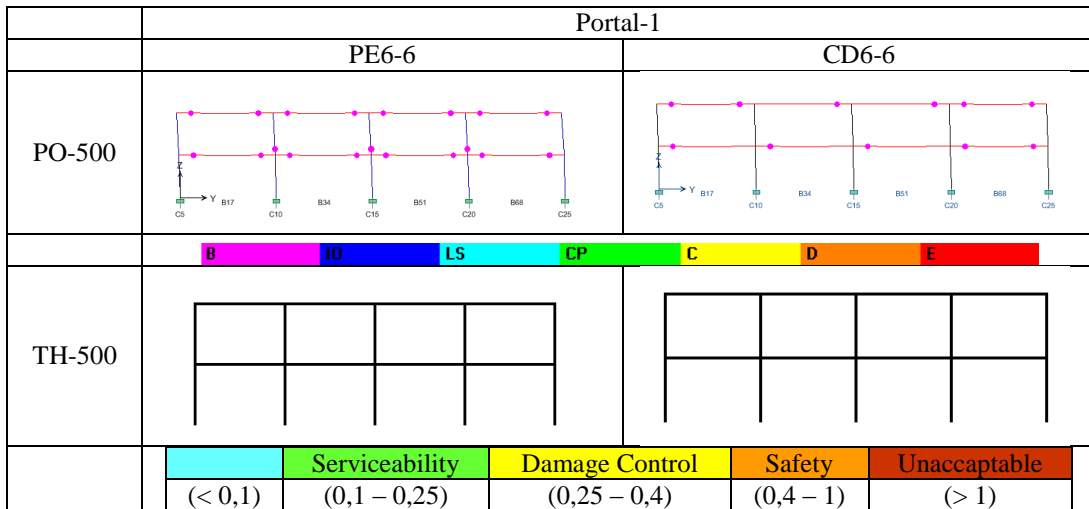
LAMPIRAN 1 LOKASI SENDI PLASTIS DAN DAMAGE INDEX

		Portal-1				
		PE6-6			CD6-6	
PO-50						
		B	IQ	LS	CP	C
TH-50						
		(< 0,1)	Serviceability (0,1 – 0,25)	Damage Control (0,25 – 0,4)	Safety (0,4 – 1)	Unacceptable (> 1)

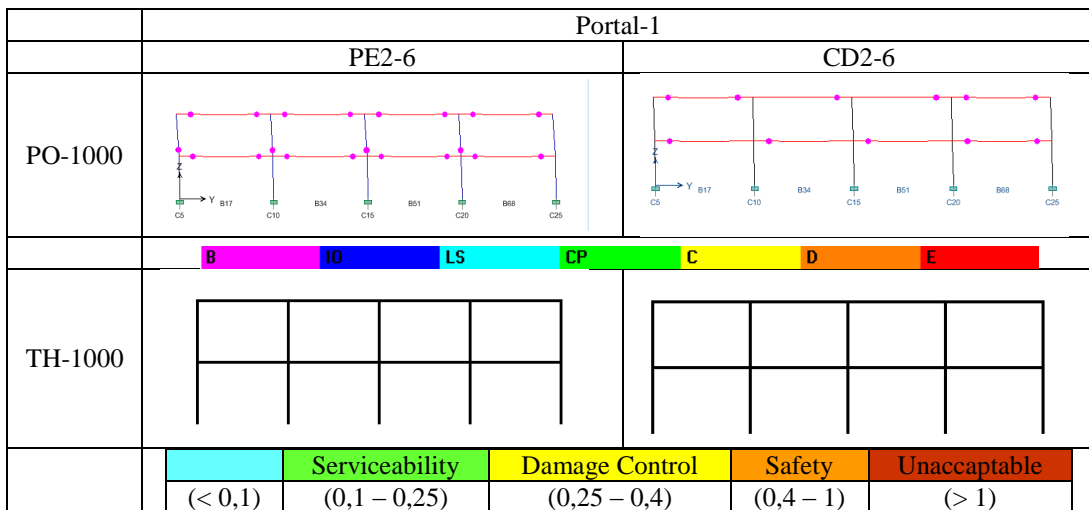
Gambar L.1 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 1, Gempa 50-tahun

		Portal-1				
		PE6-6			CD6-6	
PO-200						
		B	IQ	LS	CP	C
TH-200						
		(< 0,1)	Serviceability (0,1 – 0,25)	Damage Control (0,25 – 0,4)	Safety (0,4 – 1)	Unacceptable (> 1)

Gambar L.2 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 1, Gempa 200-tahun



Gambar L.3 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 1, Gempa 500-tahun



Gambar L.4 Lokasi Sendi Plastis dan *Damage Index* Portal 1, Gempa 1000-tahun