



# Perilaku Deformasi Tidak Linear SRPMK Baja 8 Lantai Akibat Gempa

**\*Ade Faisal, Tondi Amirsyah Putera, Rizki Efrida**

Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, Medan

<sup>\*)</sup>[adekaisal@umsu.ac.id](mailto:adekaisal@umsu.ac.id)

Received: 3 Maret 2024 Revised: 23 Desember 2024 Accepted: 30 Desember 2024

## Abstract

*The inter-story drift occurs as the result of rotational deformation on the frame's joint affected by ground shaking. This rotational deformation occurs as an accumulation of bending deformation in beams and columns as well as shear deformation in the panel zone. The goal of this study is to analyze how cyclic nonlinear deformation occurs in beam elements and zone panels. The 8-story steel moment resisting frame built on class D soil and designed for seismic design category D were used as model. Incremental nonlinear dynamic analysis was carried out using 20 earthquake ground motions that contained with and without pulse effects. This was done so in order to identify the median value and standard of deviation of the LS, CP, and collapse boundary conditions. Nonlinear flexure and shear deformations that occur in beam element and panel zone were explored. The results obtained show that the rotational deformation of the beam due to actual flexure is greater when compared to the rotational deformation at  $IDR_{max}$  reaches the first time LS and CP boundary conditions. The similar trend occurs in shear deformation of the panel zone.*

**Keywords:** Global deformation, rotation, shear deformation, steel moment resisting frame

## Abstrak

*Simpangan antar tingkat terjadi akibat adanya deformasi rotasi pada titik kumpul sebagai respon dari gerakan tanah akibat gempa. Deformasi rotasi terjadi sebagai akumulasi dari deformasi lentur pada balok dan kolom serta deformasi geser panel zone. Studi ini dibuat untuk mengetahui bagaimana deformasi tidak linear siklik yang terjadi pada elemen balok dan zona panel pada struktur rangka baja akibat gempa. Model adalah SRPMK baja 8 tingkat yang dibangun di atas tanah kelas D dan didesain untuk kategori desain seismik D. Analisa dinamik tidak linear, memakai 20 rekaman gempa dilakukan untuk mendapatkan nilai median simpangan antar tingkat untuk ditentukan kurva kerapuhannya. Hal ini dilakukan untuk mengidentifikasi kapasitas pada kondisi batas LS, CP dan runtuh yang dimiliki oleh model, yaitu deformasi lentur dan geser tidak linear yang terjadi pada elemen balok dan panel zone pada lantai 1 eksterior. Hasil yang diperoleh menunjukkan bahwa deformasi rotasi pada balok akibat lenturan pada akhir getaran gerakan tanah adalah lebih besar bila dibandingkan dengan deformasi rotasi saat simpangan antar tingkat mencapai kondisi LS dan CP pada saat pertama kali. Hal yang sama juga terjadi pada deformasi geser di zona panel yang ditinjau.*

**Kata-kata Kunci:** Simpangan antar tingkat, rotasi, deformasi geser, baja rangka pemikul momen

## Pendahuluan

Rekayasa kegempaan berdasarkan kinerja (*performance based earthquake engineering*) sangat berkembang saat ini, khususnya pada bagian analisa kerapuhan (*fragility analysis*), seiring dengan perkembangan kecepatan proses oleh komputer. Terutama analisa struktur nonlinear, yang dahulunya sering memakai metode

statik, sekarang cenderung memakai metode analisa dinamik. Bahkan analisa dinamik ini, dilakukan tidak tunggal, melainkan dilakukan berkali-kali berdasarkan penskalaan yang diubah-ubah untuk satu input gerakan tanah dalam mencari beberapa kondisi batas, baik itu kondisi sebelum runtuh maupun kondisi runtuh (Vamvatsikos & Cornell, 2002; 2004). Karena prosesnya yang panjang dan melelahkan, metode

yang dikenal sebagai IDA (*incremental dynamic analysis*) ini berkembang secara perlahan. Selama 2 dekade sejak metode ini muncul, hanya ada beberapa metode lain yang diperkenalkan sebagai alat bantu ampuh untuk IDA ini, atau varian lain, seperti *static pushover analysis for IDA* (SPOIDA) oleh Vamvatsikos dan Cornell (2005), *multiple stripe analysis* (MSA) oleh Jalayer dan Cornell (2009), dan *Cloud Analysis* oleh Jalayer *et al.* (2015) dan Miano *et al.* (2017). Walaupun tidak sempurna, metode IDA ini sangat baik kinerjanya dalam memprediksi keruntuhan sistem struktur berderajat kebebasan banyak (MDOF) secara global.

Elemen struktur adalah bagian dari sistem global struktur yang akan mengalami kegagalan lebih dahulu sebelum struktur global didefenisikan runtuh melalui deformasi global. Deformasi global yang sering dipakai sebagai parameter butuh teknis (*engineering demand parameter* disingkat EDP) adalah simpangan atap dan simpangan antar tingkat. Untuk melihat perilaku global tidak linear struktur gedung, seperti pada sistem rangka pemikul momen (SRPM), simpangan atap umumnya dipasangkan dengan gaya geser dasar, sedangkan simpangan antar tingkat ( $IDR_{max}$ ) umumnya dipasangkan dengan spektrum respon percepatan pada perioda alami struktur atau  $RSA(T_1)$ . Yang pertama sering dipakai pada analisa beban dorong statik tidak linear dan  $IDR_{max}$  sering dipakai di analisa dinamik tidak linear.  $IDR_{max}$  menjadi begitu efektif menjadi pengukur gagal tidaknya sebuah struktur bertahan secara global dalam menghadapi gerakan tanah karena ia merupakan representasi parameter yang menjelaskan kapasitas deformasi rotasi pada titik kumpul SRPM (Miano *et al.*, 2017).

Deformasi rotasi pada titik kumpul, tempat bertemunya elemen balok dan kolom, merupakan spesifikasi utama yang wajib dimiliki oleh sistem yang disebut dengan SRPM ini. Deformasi rotasi pada balok dan kolom serta deformasi geser pada zona panel terakumulasi di rotasi titik kumpul di setiap tingkat SRPM (Jalayer *et al.*, 2015; 2017). Umumnya yang paling ekstrim memikul ketika melewati kondisi batas leleh berada pada tingkat bawah. Bentuk  $IDR_{max}$  sebagai produk dari analisa dinamik tidak linear ini menunjukkan tren yang membentuk pinggang yang gemuk. Bentuk ini menggambarkan perjalanan pembesaran deformasi tidak linear di setiap tingkat terfokus pada tingkat-tingkat bawah (1/3 tinggi struktur). Hal ini menunjukkan bahwa elemen-elemen pada bagian bawah inilah yang terlebih dahulu mengalami kegagalan sebelum nilai  $IDR_{max}$  membesar secara eksponensial melewati kondisi batas dan kemudian struktur secara global didefenisikan runtuh.

Karena IDA umumnya dipakai untuk asesmen struktur yang ada maka penentuan kondisi batas menjadi hal yang sangat penting, khususnya kondisi batas runtuh. Kondisi batas ini umumnya ditentukan oleh parameter deformasi global yang disebut simpangan antar tingkat. Permasalahan paling umum dan yang menjadi pusat perhatian di dalam penerapan metode IDA adalah isu pengaruh jumlah minimum rekaman gerakan tanah terhadap respon struktur menuju runtuh, dan juga batas penskalaan rekaman gerakan tanah yang ideal dan minimal sehingga mengurangi durasi waktu analisis (Vamvatsikos & Cornell, 2004; Luco & Cornell, 2007, Luco & Bazzurro, 2007). Satu dekade terakhir isu lain yang mencuat terhadap metode IDA adalah durasi gerakan tanah dan jumlah siklus deformasi bolak-balik yang mempengaruhi proses keruntuhan struktur (Chandramohan *et al.*, 2016; Bhanu *et al.*, 2020, 2021). Isu ini menjelaskan bahwa definisi deformasi global melalui  $IDR_{max}$  (*intensity measure*) untuk proses sebuah sistem penahan gaya lateral menuju keruntuhan harus dikoreksi. Hal ini dikarenakan nilai  $IDR_{max}$  yang muncul pada detik tertentu, untuk sebuah kondisi batas tertentu, akibat sebuah gerakan tanah, sebenarnya masih menyisakan banyak siklus deformasi bolak-balik yang sangat tergantung dengan durasi getaran, yang boleh jadi memberikan dampak yang lebih buruk. Bahkan,  $IDR_{max}$  yang terjadi akibat sebuah gerakan tanah masih memungkinkan terjadi pada rentang durasi waktu awal getaran, sebelum rentang durasi waktu getaran bagian akhir memberikan respon deformasi sisa (*residual*) seperti yang dijelaskan di Erochko *et al.* (2011).

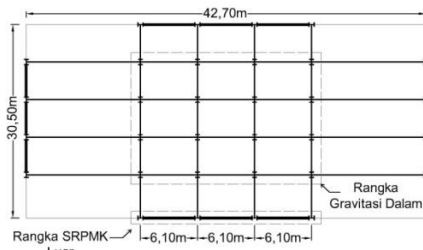
Studi ini bertujuan untuk melihat perilaku elemen di sistem rangka pemikul momen baja pada kondisi melewati batas leleh yaitu pada kondisi  $IDR_{max} \geq 2,5\%$ ,  $5,0\%$  dan  $10\%$ . Kondisi ini umumnya menjadi prioritas utama untuk ditinjau, baik untuk desain ( $IDR_{max}$  harus  $< 2,0\%$  untuk SRPMK baja) maupun untuk evaluasi struktur ( $IDR_{max} = 2,5\%$  untuk kondisi batas *limit sfatey*, LS, dan  $IDR_{max} < 10\%$  untuk kondisi batas runtuh, CO). Pada PBEE, struktur gedung yang direncanakan memakai gempa berperiode ulang 475 tahun, diharapkan berdeformasi tidak linear berada pada rentang LS sampai CP (hampir runtuh). Pada metode IDA untuk SRPMK baja, umumnya definisi runtuh ada di nilai  $IDR_{max} > 10\%$  atau perubahan kemiringan garis kekakuan menjadi 20% dari kemiringan garis kekakuan elastis (Vamvatsikos dan Cornell, 2002). Pada studi ini deformasi rotasi tidak linear pada balok dan deformasi geser tidak linear pada panel zone akan menjadi parameter-parameter yang ditinjau yaitu pada rentang ketika mendekati  $IDR_{max} = 2,5\%$  sampai dengan  $IDR_{max} \approx 10\%$ . Ini dilakukan untuk melihat apakah kapasitas elemen-

elemen balok dan panel zone pada tingkat bawah masih berfungsi pada saat deformasi batas yang didefinisikan IDA akan tercapai (LS sampai dengan CP).

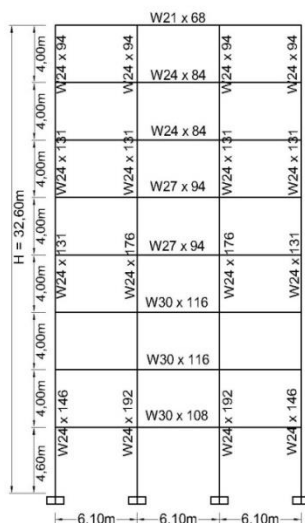
## Metode

### Model Archetype

Model yang dipakai adalah SRPMK baja 8 lantai yang ditunjukkan pada Gambar 1, dimana jarak bentang tipikal sebesar 6,10 m pada rangka gravitasi di bagian tengah dan juga rangka pemikul momen pada perimeter luar. Tinggi lantai semua tipikal sebesar 4,0 m kecuali lantai dasar sebesar 4,60 m. Profil baja untuk elemen balok dan kolom memakai *American WF beam* dengan ketebalan zona panel seperti yang dijelaskan pada Tabel 1 dan Tabel 2. Mutu elemen balok dan kolom memakai ASTM A992 Gr. 50. Model ini pertama kali dikembangkan dan dipakai di NIST GCR 10-917-8 (NIST, 2010) dan kemudian dipakai oleh Elkady dan Lignos (2014, 2015), Karamanci dan Lignos (2014), serta Hwang dan Lignos (2017).



(a)



(b)

**Gambar 1. Geometri model struktur SRPMK baja 8 lantai yang ditinjau (NIST, 2010; Elkady dan Lignos (2015): a) denah yang menunjukkan lokasi SRPMK pada perimeter luar, b) tampak samping SRPMK**

**Tabel 1. Profil kolom**

| Tingkat | Elevasi dari lantai dasar (m) | Profil Kolom Eksterior | Profil Kolom Interior |
|---------|-------------------------------|------------------------|-----------------------|
| 1       | 4,6                           | W24X162                | W24X131               |
| 2       | 8,6                           | W24X162                | W24X131               |
| 3       | 12,6                          | W24X162                | W24X131               |
| 4       | 16,6                          | W24X162                | W24X131               |
| 5       | 20,6                          | W24X131                | W24X131               |
| 6       | 24,6                          | W24X131                | W24X131               |
| 7       | 28,6                          | W24X94                 | W24X94                |
| 8       | 32,6                          | W24X94                 | W24X94                |

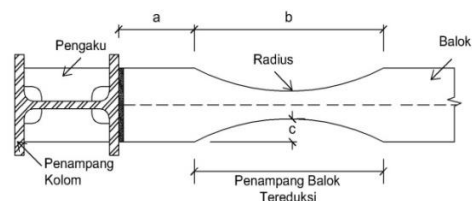
**Tabel 2. Profil balok dan zona panel**

| Tingkat | Profil Balok | Tebal plat pelapis badan panel |                |
|---------|--------------|--------------------------------|----------------|
|         |              | Kolom Eksterior                | Kolom Interior |
| 1       | W30X108      | 2,0 mm                         | 1,5 mm         |
| 2       | W30X116      | 2,0 mm                         | 1,0 mm         |
| 3       | W30X116      | 2,0 mm                         | 2,0 mm         |
| 4       | W27X94       | 0                              | 1,0 mm         |
| 5       | W27X94       | 0                              | 1,5 mm         |
| 6       | W24X84       | 0                              | 1,0 mm         |
| 7       | W24X84       | 0                              | 1,5 mm         |
| 8       | W21X68       | 0                              | 1,0 mm         |

Model ini dikembangkan berdasarkan *site* di Los Angeles, USA, dengan faktor modifikasi respon,  $R = 8$ , kategori desain seismik D dan jenis lapisan tanah D. Periode alami ragam getar struktur adalah  $T_1 = 2,12$  detik, faktor seismik  $V/W = 0,041$ , dan spektrum percepatan MCE (*maximum considered earthquake* atau gempa periode ulang 2475 tahun) pada periode alami struktur,  $S_{MT}(T_1)=0,55$  g.

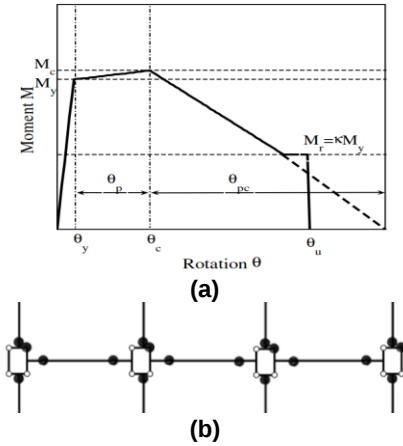
### Pemodelan sendi plastis pada elemen balok dan kolom

Elemen balok memakai jenis WF yang penampangnya dikurangi (*reduced beam section*, disingkat RBS). Balok RBS ditunjukkan pada Gambar 2 dimana menurut AISC 358-05 besaran coakan pada sayap balok adalah  $a = 0,625b_f$ ,  $b=0,75d_b$ ;  $c = 0,250b_f$ ; dengan radius  $= (4c^2 + b^2)/8c$  dan panjang dari pusat coakan RBS ke tepi kolom,  $L_{RBS} = a + b/2$ . Di sini  $b_f$  dan  $d_b$  masing-masing adalah lebar flens penampang balok dan tinggi penampang balok.



**Gambar 2. Ilustrasi sistem RBS yang terletak di ujung balok dan dekat dengan kolom**

Pemodelan sendi plastis pada elemen balok dan kolom menggunakan metode yang diusulkan oleh Ibarra *et al.* (2005), Lignos dan Krawinkler (2011, 2012) seperti ditunjukkan pada Gambar 3. Disini momen leleh ( $M_y$ ) dihitung dari momen plastisnya, kemudian momen maksimum sebagai *capping*,  $M_c$ , dihitung berdasarkan rasio  $M_c/M_y$ . dan rotasi leleh yang diperoleh dari  $\theta_y = M_y/(6EI/L)$ .



**Gambar 3. a) Model backbone Lignos dan Krawinkler (2011) untuk sendi plastis pada balok dan kolom; b) lokasi model pegas rotasi pada setiap ujung elemen balok dan kolom**

Besaran rotasi saat momen maksimum,  $\theta_c$ , dan rotasi batas,  $\theta_u$ , dapat diketahui setelah mencari besaran kapasitas rotasi plastis,  $\theta_p$ , dan kapasitas rotasi pasca plastis,  $\theta_{pc}$ . Untuk kapasitas rotasi plastis,  $\theta_p$ , pada kolom dihitung berdasarkan Persamaan 1, sedangkan untuk balok RBS, kapasitas rotasi plastisnya dengan Persamaan 2. Untuk kapasitas rotasi pasca *capping*,  $\theta_{pc}$ , pada kolom dihitung dengan Persamaan 3, sedangkan untuk balok, kapasitas rotasi pasca *capping* dicari dengan Persamaan 4.

$$\theta_p = 0,0865 \left( \frac{h}{t_w} \right)^{-0,365} \left( \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \right)^{-0,14} \left( \frac{L}{d} \right)^{0,34} \left( \frac{c_{un,1} \cdot d}{533} \right)^{-0,721} \left( \frac{c_{un,2} \cdot F_y}{355} \right)^{-0,23} \quad (1)$$

$$\theta_p = 0,19 \left( \frac{h}{t_w} \right)^{-0,314} \left( \frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0,1} \left( \frac{L_b}{r_y} \right)^{-0,185} \left( \frac{L}{d} \right)^{0,113} \left( \frac{c_{un,1} \cdot d}{533} \right)^{-0,76} \left( \frac{c_{un,2} \cdot F_y}{355} \right)^{-0,07} \quad (2)$$

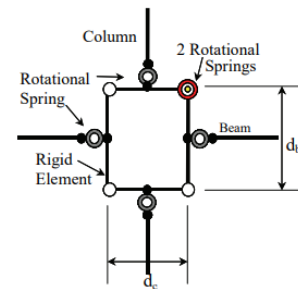
$$\theta_{pc} = 5,63 \left( \frac{h}{t_w} \right)^{-0,565} \left( \frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0,8} \left( \frac{c_{un,1} \cdot d}{533} \right)^{-0,28} \left( \frac{c_{un,2} \cdot F_y}{355} \right)^{-0,433} \quad (3)$$

$$\theta_{pc} = 9,52 \left( \frac{h}{t_w} \right)^{-0,513} \left( \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \right)^{-0,863} \left( \frac{L_b}{r_y} \right)^{-0,108} \left( \frac{c_{un,2} \cdot F_y}{355} \right)^{-0,36} \quad (4)$$

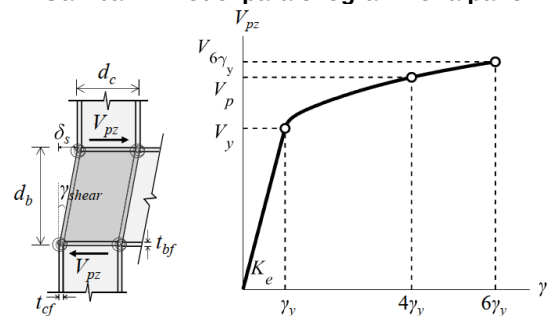
dimana  $h$  adalah tinggi badan penampang profil kolom/balok,  $t_w$  dan  $t_f$  masing-masing adalah tebal badan dan tebal sayap profil kolom/balok,  $b_f$  adalah lebar sayap profil kolom/balok,  $r_y$  adalah radius girasi pada sumbu  $y$ ,  $L_b$  adalah jarak dari sisi kolom ke bresing lateral terdekat,  $L$  adalah panjang bentang dari lokasi sendi plastis ke titik belokan lentur,  $d$  adalah tinggi penampang profil kolom/balok,  $F_y$  adalah kuat tarik leleh material baja, serta  $c_{un,1}$  dan  $c_{un,2}$  masing-masing adalah konversi satuan panjang dan tegangan yang bernilai 1,0, bila memakai satuan mm dan MPa.

### Pemodelan zona panel

Zona panel yang merupakan titik kumpul elemen balok dan kolom struktur baja umumnya akan mengalami kerusakan geser pada badan panel dan juga kerusakan lentur pada sayap. Ini terjadi setelah sendi plastis terbentuk di elemen-elemen balok dan kemudian di elemen-elemen kolom. Atau juga terjadi bersamaan dengan sendi plastis di elemen kolom setelah mengalami sendi plastis di banyak elemen balok dan sebagian kecil di elemen kolom. Untuk memasukkan hal ini ke dalam analisa struktur, studi ini memakai Model Paralelogram (Gambar 4 dan 5) yang parameter sendi plastisnya dihitung berdasarkan metode Skiadopoulos *et al.* (2021).



**Gambar 4. Model parallelogram zona panel**



**Gambar 5. Gaya geser dan deformasi zona panel**

Model paralelogram ini mempertimbangkan pengaruh geser pada badan zona panel, dimana gaya geser lelehnya diperoleh berdasarkan Persamaan 5.

$$V_y = \frac{[0.58(k_f/k_e) + 0.88] \frac{f_y}{\sqrt{3}} (d_c - t_{cf}) t_{cw}}{1 - k_f/k_e} \quad (5)$$

dimana  $K_f/K_e$  adalah rasio kekakuan sayap ( $K_f$ ) terhadap kekakuan elastis ( $K_e$ ) pada zona panel yang nilainya 0.02 – 0.07, sedangkan  $d_c$ ,  $t_{cf}$  dan  $t_{cw}$  masing-masing adalah tinggi penampang profil kolom, tebal sayap kolom dan tebal badan kolom.  $K_f$  dan  $K_e$  dapat dicari melalui Persamaan 6.

$$k_f = \frac{k_{sf} \cdot k_{bf}}{k_{sf} + k_{bf}} \quad ; \quad k_e = \frac{V_{pz}}{\gamma} = \frac{k_s \cdot k_b}{k_s + k_b} \quad (6)$$

dimana  $K_{sf}$  dan  $K_{bf}$  masing-masing adalah kekakuan pada sayap akibat pengaruh geser dan lenturan (Persamaan 7 dan 8), sedangkan  $\gamma$  adalah sudut deformasi geser. Nilai-nilai ini dapat dicari dengan memanfaatkan modulus geser,  $G$ , modulus elastisitas,  $E$ , tinggi sayap kolom pada zona panel,  $b_{cf}$ , dan tinggi profil balok,  $d_b$ .

$$k_{sf} = 2t_{cf} b_{cf} G \quad (7)$$

$$k_{bf} = 2 \left[ \frac{12E(b_{cf} t_{cf}^3 / 12)}{d_b^3} d_b \right] \quad (8)$$

Sedangkan  $K_s$  dan  $K_b$  masing-masing adalah kekakuan geser dan kekakuan lentur yang mempengaruhi  $K_e$ , yang dapat dihitung melalui Persamaan 9 dan 10.

$$k_s = A_v G = t_{pz} (d_c - t_{cf}) G \quad (9)$$

$$k_b = \frac{12 \cdot E \cdot I}{d_b^3} d_b \quad (10)$$

dimana  $A_v$ ,  $t_{pz}$  dan  $I$  masing-masing adalah luas geser zona panel, tebal badan zona panel dan momen inersia penampang zona panel. Untuk gaya geser pasca leleh pada kondisi deformasi geser  $4\gamma_y$  dan  $6\gamma_y$  dihitung melalui Persamaan (11).

$$V_{pz} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} [a_{w,eff} (d_c - t_{cf}) t_{cw}] + \frac{f_y}{\sqrt{3}} [a_{f,eff} (b_{cf} - t_{cw}) 2t_{cf}] \quad (11)$$

Dimana  $a_{w,eff}$  dan  $a_{f,eff}$  masing-masing adalah tegangan geser rata-rata ternormalisasi pada badan dan sayap, yang bernilai sebesar  $a_{w,eff} = 1,10$  untuk kondisi deformasi geser pasca leleh atau  $4\gamma_y$ , dan  $a_{w,eff} = 1,15$  untuk kondisi deformasi geser batas atau  $6\gamma_y$ . Sedangkan  $a_{f,eff} = 0,93(K_f/K_y) + 0,015$  untuk kondisi deformasi geser pasca leleh ( $4\gamma_y$ ), dan  $a_{f,eff} = 1,05(K_f/K_y) + 0,020$  untuk kondisi deformasi geser batas ( $6\gamma_y$ ).

### Pemodelan gerakan tanah

Model gerakan tanah yang digunakan berjumlah total 20 rekaman getaran gempa, yang terdiri dari 10 rekaman gerakan tanah tanpa efek detak (*pulse*) dan 10 rekaman gerakan tanah mengandung efek detak (Tabel 3). Rekaman gerakan tanah ini dipilih dan diambil dari PEER NGA2 database berdasarkan hasil studi Baker (2007).

**Tabel 3. Rekaman gerakan tanah mengandung pulse dan tanpa mengandung pulse**

| Nama gempa            | Tahun | Stasiun pencatat gempa    | $M_w$ |
|-----------------------|-------|---------------------------|-------|
| San Fernando          | 1971  | LA - Hollywood Star FF    | 6,6   |
| San Fernando          | 1971  | Palmdale Fire Station     | 6,6   |
| Santa Barbara         | 1978  | Cachuma Dam Toe           | 5,9   |
| Imperial Valley       | 1979  | Calipatria Fire Station   | 6,5   |
| Irpinia_ Italy-0      | 1980  | Brienza                   | 6,9   |
| Taiwan SMART1(5)      | 1981  | SMART1 M07                | 5,9   |
| Coalinga-02           | 1983  | ALP (Temp)                | 5,1   |
| Whittier Narrows-01   | 1987  | Burbank - N Buena Vista   | 6,0   |
| Northridge-01         | 1994  | LA - Baldwin ills         | 6,7   |
| Chi-Chi Taiwan        | 1999  | CHY046                    | 7,6   |
| Northridge-01         | 1994  | Pacoima Dam (downstr)     | 6,7   |
| San Salvador          | 1986  | Geotech Investig Center   | 5,8   |
| Morgan Hill           | 1984  | Coyote Lake Dam (SW Abut) | 6,2   |
| Northridge-01         | 1994  | LA Dam                    | 6,7   |
| Superstition Hills-02 | 1987  | Parachute Test Site       | 6,5   |
| Imperial Valley-06    | 1979  | EC Meloland Overpass FF   | 6,5   |
| Landers               | 1992  | Lucerne                   | 7,3   |
| Landers               | 1992  | Yermo Fire Station        | 7,3   |
| Landers               | 1992  | Barstow                   | 7,3   |
| Chi-Chi, Taiwan       | 1999  | TCU101                    | 7,6   |

## Analisa struktur

Analisa struktur dilakukan tanpa memodelkan pengaruh rangka gravitasi, sedangkan pengaruh P-delta ikut dimodelkan dengan menambah kolom sway setelah rangka pemikul momen. Studi ini memakai berbagai tahapan analisa struktur mulai dari analisa ragam getar, analisa linear statis dan dinamis, sampai ke analisa nonlinear statis dan respon riwayat waktu nonlinear dengan alat bantu *software* OpenSees (McKenna *et al.*, 2006). Besaran intensitas (*intensity measure*) sebuah gempa yang dapat menghasilkan suatu kondisi batas, seperti kondisi batas IO (*immediate occupancy*), LS (*limit safety*), CP (*collapse prevention*) dan runtuh (CO) dicari melalui analisa bertahap respon riwayat waktu nonlinear (*incremental dynamic analysis*, disingkat IDA).

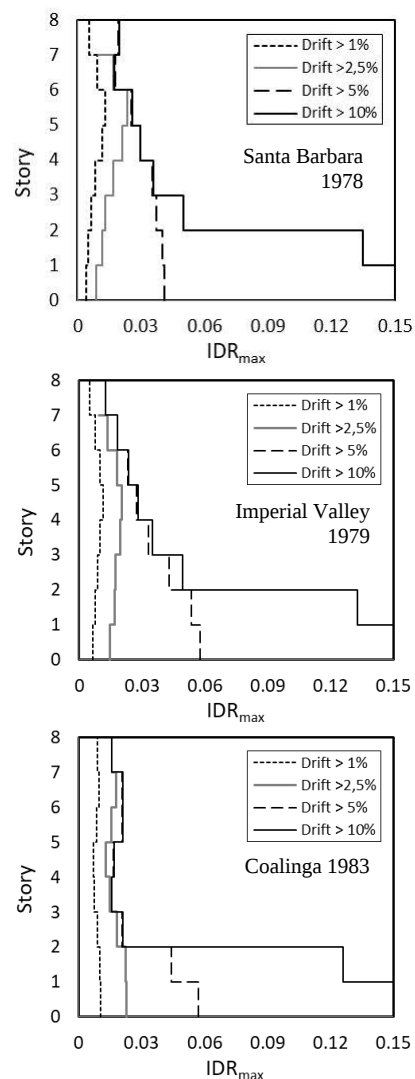
Kondisi IO adalah kondisi dimana sedikit sekali elemen struktur mengalami sendi plastis (rusak) pasca gempa, dimana pada struktur SRPMK baja ditandai dengan  $IDR_{max} = 0,01$ . Kondisi LS ditandai dengan banyaknya elemen struktur yang mengalami kerusakan dengan  $IDR_{max} = 0,025$ , tetapi masih dapat diperbaiki dengan biaya yang relatif mahal. Sedangkan kondisi CP adalah kondisi hampir runtuh dengan  $IDR_{max} = 0,05$ . Kondisi runtuh (CO) adalah kondisi dimana struktur kehilangan kemampuan menahan gaya lateral dan kehilangan kestabilan, dimana nilai  $IDR_{max} = 0,1$ , atau saat dimana kekakuan pasca elastis pada kurva IDA mencapai kemiringan 20% dari kekakuan elastisnya (mana yang terlebih dahulu terjadi) (Vamvatsikos dan Cornell, 2002; 2004). Ukuran intensitas (IM) yang dipakai disini dalam bentuk respon spektrum percepatan teredam sebesar 5% pada perioda alami struktur yang ditinjau,  $RSA(T_1)$ .

Untuk mendapatkan gambaran probabilitas keruntuhan sistem struktur, hasil analisa IDA dalam bentuk  $RSA(T_1)$  untuk kondisi batas LS, CP dan CO diambil untuk masing-masing gerakan tanah. Kemudian nilai ini diubah ke dalam bentuk logaritmik untuk dihitung nilai rata-rata dan deviasi standarnya. Berdasarkan kedua nilai ini kemudian dicari nilai kumulatif distribusi yang merupakan probabilitas keruntuhan global system yang ditinjau, atau bila dibuat ke grafik, sering juga disebut sebagai kurva kerapuhan atau *fragility curve* (Porter *et al.*, 2007; Baker, 2015).

## Hasil dan Pembahasan

Respon simpangan lateral maksimum di setiap tingkat dari analisa struktur respon riwayat waktu tidak linear dan tidak elastis dibuat ke dalam bentuk simpangan antar tingkat,  $IDR_{max}$  seperti

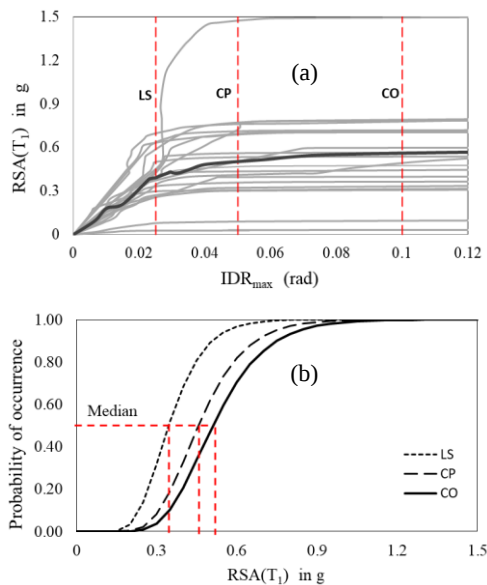
yang ditunjukkan pada Gambar 6. Pada gambar ini diilustrasikan peningkatan nilai  $IDR_{max}$  akibat tiga rekaman gerakan tanah gempa (Santa Barbara 1978, Imperial Valley 1979, dan Coalinga-02 1983), seiring dengan target kondisi batas yang ingin dicapai (IO, LS, CP dan CO). Gambar 6 juga menjelaskan perjalanan deformasi global dari kondisi linear elastis menuju kondisi tidak elastis, serta menjelaskan perubahan respon maksimum yang sebelumnya terjadi di tingkat atas yang kemudian berubah ke tingkat bawah ketika kondisi batas melewati LS ( $IDR_{max} > 2,5\%$ ). Perubahan respon tingkat maksimum menuju ke tingkat bawah juga ditunjukkan pada hasil evaluasi terhadap SRPMK baja bertingkat 4 – 18 (Erochko *et al.*, 2011; Bojorquez *et al.*, 2017).



Gambar 6. Rasio simpangan antar tingkat maksimum akibat gerakan tanah gempa

Gambar 6 menjelaskan respon  $IDR_{max}$  yang diplot terhadap nilai respon spektrum percepatan gerakan tanah saat perioda alami struktur,  $RSA(T_1)$ . Respon  $IDR_{max}$  ini dihasilkan dari analisa struktur

dinamik secara bertingkat (*incremental dynamic analysis* disingkat IDA) dan dilakukan sampai melewati kondisi batas LS, CP dan mencapai CO. Fokus hasil dan diskusi studi ini ditekankan pada kondisi ketika batas linear elastis telah terlewati dimana telah terjadi proses sendi plastis, yaitu pada kondisi batas LS dan CP saja. Hal ini dilakukan karena kondisi CO dalam analisa struktur terhadap SRPMK baja ini diketahui dengan dua cara, yaitu ketika mencapai  $IDR_{max} = 0,1$  atau ketika terjadi perubahan kemiringan kekakuan pasca elastis (Vamvatsikos dan Cornell, 2002).

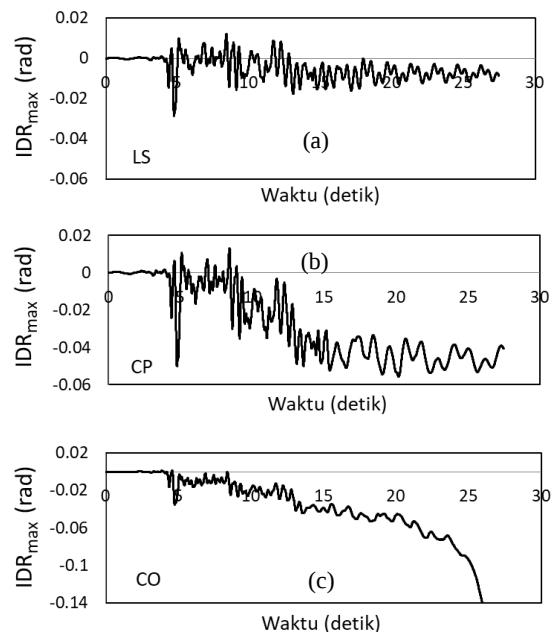


**Gambar 7. a) Kondisi batas LS, CP dan CO untuk SRPMK baja 8 tingkat akibat sejumlah gerakan tanah berdasarkan IDA; b) prediksi probabilitas terjadinya LS, CP dan CO**

Gambar 7 menggambarkan hasil respon  $IDR_{max}$  dalam bentuk grafik IDA dan kurva kerapuhan yang diperoleh melalui ratusan kali simulasi analisa dinamik tidak linear. Gambar 7b menjelaskan nilai median untuk intensitas ukuran gerakan tanah (IM) yang kemungkinan memberikan deformasi global SRPMK baja mencapai kondisi batas LS, CP dan CO, yaitu masing-masing secara berurutan  $RSA(T_1) = 0,347$  g, 0,457 g, dan 0,512 g. Nilai median ini dijelaskan oleh garis hitam tebal pada grafik IDA pada Gambar 7a. Gambar ini jelas sekali menjelaskan bahwa kondisi CO pada model SRPMK banyak dicapai akibat gerakan tanah sebelum respon deformasi struktur mencapai kondisi  $IDR_{max} = 0,05$ . Hasil tersebut menjelaskan kondisi ketidakstabilan terjadi ketika respon deformasi jauh sebelum mencapai  $IDR_{max} = 0,1$ , bahkan sebelum kondisi CP, yang ditunjukkan oleh terjadinya lebih dahulu 80% perubahan kemiringan garis kekakuan elastis (Vamvatsikos dan Cornell, 2002, 2004).

Ini terjadi pada kebanyakan respon struktur dari berbagai gerakan tanah yang dipilih pada studi ini. Karena hal inilah kemudian, studi ini meninjau perilaku deformasi tidak linear tidak elastis elemen balok dan zona panel, dari kondisi LS ( $IDR_{max} = 0,025$ ) ke kondisi CP ( $IDR_{max} = 0,05$ ). Perilaku deformasi tersebut hanya ditinjau pada balok dan zona panel yang ada pada lantai 2 bagian terluar, karena pada lantai inilah terjadi nilai  $IDR_{max}$  yang paling maksimum dalam merespon aksi gerakan tanah akibat gempa.

Untuk mendapatkan perilaku yang sesuai seperti yang diinginkan, maka pembahasan hasil deformasi tidak linear elemen balok dan zona panel akan didasarkan kepada respon riwayat waktu dari deformasi global IDR seperti yang disajikan pada Gambar 8. Gambar ini menjelaskan bagaimana bentuk perubahan deformasi IDR yang terjadi akibat gerakan tanah gempa Coalinga-02 (1983) ketika mencapai kondisi batas LS, CP dan CO pertama kali. Rekaman gempa ini dipilih untuk mewakili seluruh rekaman gerakan tanah yang dipakai, karena perilaku respon  $IDR_{max}$  nya terletak pada garis yang paling mendekati nilai LS pada garis median di grafik IDA (Gambar 7a). Tampak jelas pada Gambar 8a perilaku deformasi tidak linear pada lantai tersebut dimana nilai  $IDR_{max} = 0,025$  telah dilewati pertama kali pada rentang durasi waktu awal dan kemudian terjadi simpangan permanen/sisa (atau simpangan residu) sebesar  $IDR_{max} = 0,01$  pada akhirnya.



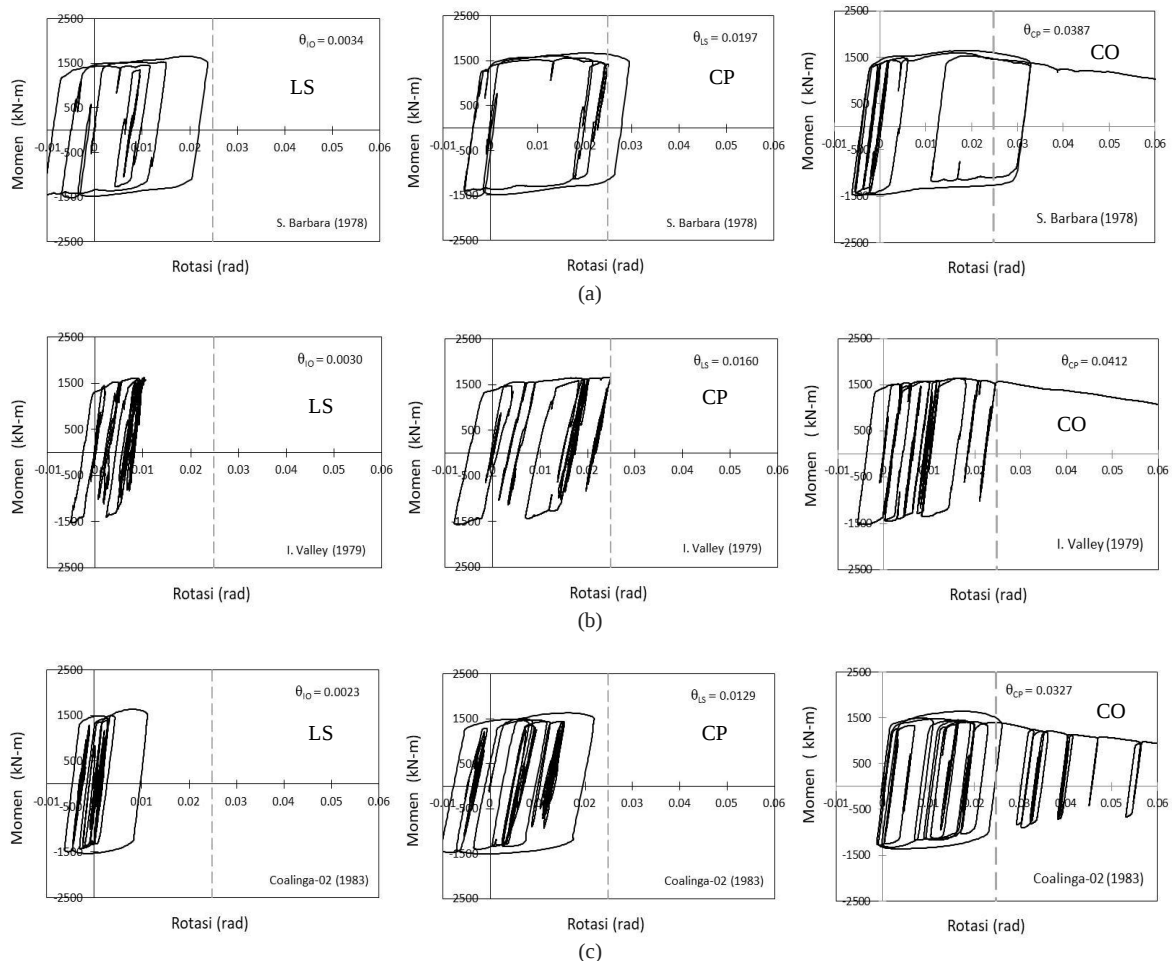
**Gambar 8. Rasio simpangan antar tingkat di lantai 2 pada saat kondisi LS ( $IDR_{max} \geq 0,025$ ), CP ( $IDR_{max} \geq 0,05$ ), dan CO ( $IDR_{max} \geq 0,1$ ) terlewati pertama kali akibat gerakan tanah gempa Coalinga-02 1983**

Artinya telah terjadi proses plastifikasi di beberapa elemen, khususnya di lantai 1 pada model 8 tingkat ini. Deformasi sisa ini kemudian membesar seiring dengan pembesaran penskalaan IM gerakan tanah dan melampaui  $IDR_{max}$  yang terjadi pada durasi awal waktu gerakan tanah (Gambar 8b dan 8c).

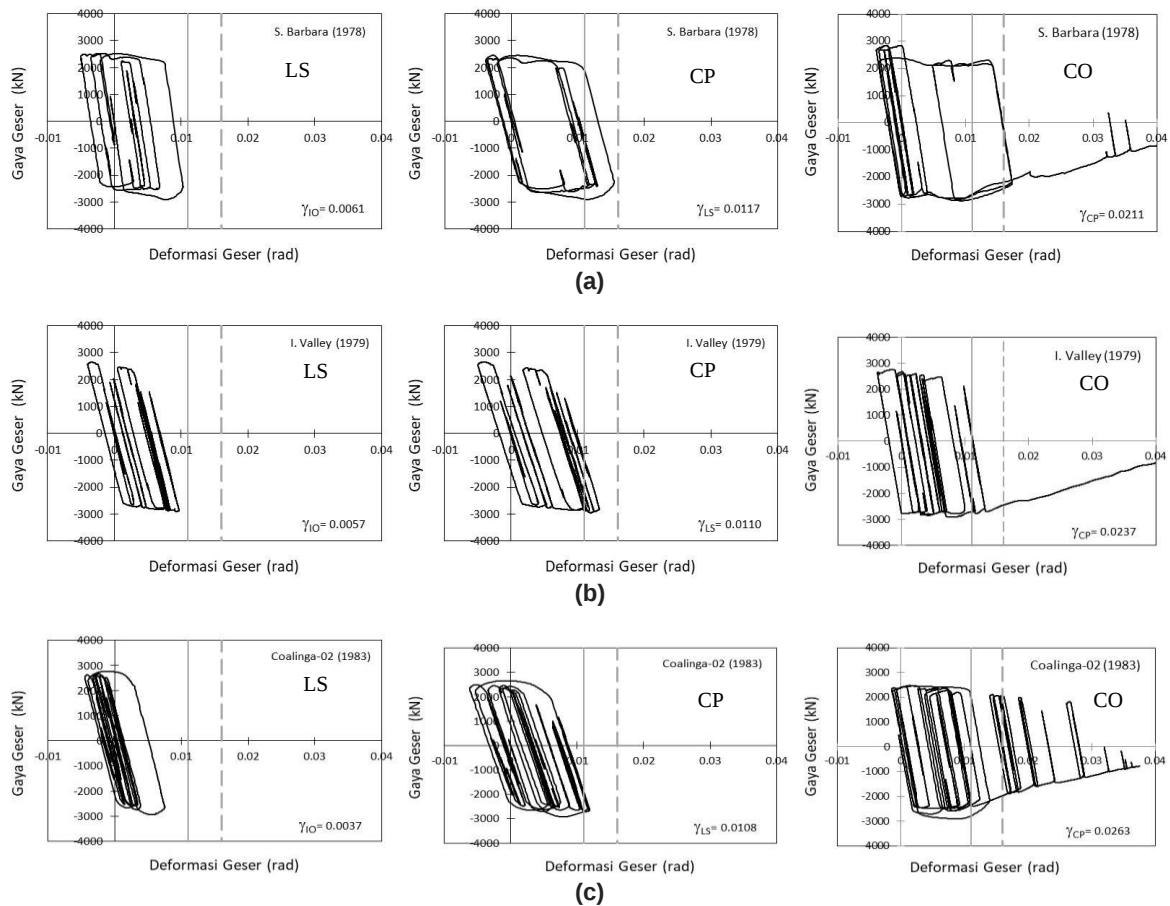
Kapasitas momen plastis balok adalah  $M_p = 1538,1$  kN-m dan kapasitas moment capping  $M_c = 1630,3$  kN-m, dengan kapasitas rotasi plastis elemen balok sebesar  $\theta_p = 0,0078$ , sedangkan rotasi *capping*-nya sebesar  $\theta_c = 0,0248$ . Nilai rotasi  $\theta_c$  ini adalah batas dimana kapasitas kekuatan lentur akan mulai mengalami degradasi. Perilaku plastifikasi pada elemen balok pada lantai 1 (joint terluar) disajikan dalam grafik momen lentur versus rotasi, seperti ditunjukkan pada Gambar 9. Pada gambar ini ditunjukkan perilakunya dalam bentuk grafik hysteresis yang terdampak akibat siklus bolak balik dari gerakan tanah gempa-gempa Santa Barbara (1978), Imperial Valley (1979) dan Coalinga-02 (1983), dengan nilai  $\theta_c$  ditandai dengan garis abu-abu putus-putus. Kekuatan  $M_p$

umumnya telah terlampaui pada saat  $IDR_{max}$  mencapai kondisi batas LS.

Pada Gambar 9a ditunjukkan perolehan rotasi pertama kali yang dicapai untuk kondisi LS, CP, dan CO yaitu  $\theta_{LS} = 0,0034$ ,  $\theta_{CP} = 0,0179$ , dan  $\theta_{CO} = 0,0387$  radian, akibat gempa Santa Barbara (1978), yang semuanya menjelaskan bahwa rotasi akhir durasi gerakan tanah selalu lebih besar dari capaian rotasi pertama kali pada masing-masing kondisi LS, CP dan CO. Namun demikian, rotasi akhir pada gerakan tanah yang menghasilkan  $IDR_{max}$  pada kondisi CO dapat mewakili kondisi elemen yang sebenarnya yaitu melampaui  $\theta_u = 0,2$  radian. Perilaku lentur tidak elastis elemen balok ini menunjukkan tren yang sama untuk respon akibat gempa Imperial Valley (1979), maupun gempa Coalinga-02 (1983), seperti yang ditunjukkan Gambar 9b dan 9c. Perbedaan yang jelas juga tampak pada frekwensi siklik yang dimiliki oleh gerakan tanah, dimana gempa Coalinga-02 (1983) dan Imperial Valley (1979) lebih dominan dibanding gempa Santa Barbara (1978).



**Gambar 9.** Perilaku lentur balok di Lantai 1 ketika mencapai LS, CP, dan CO pertama kali akibat: a) Gempa Santa Barbara (1978), b) Gempa Imperial Valley (1979), dan c) Gempa Coalinga-02 (1983)



**Gambar 10.** Perilaku geser pada zona panel terluar di Lantai 1 ketika mencapai kinerja LS, CP dan CO pertama kali akibat: a) Gempa Santa Barbara (1978), b) Gempa Imperial Valley (1979), dan c) Gempa Coalinga-02 (1983)

Rotasi plastis pada balok di lantai 2 bagian eksterior yang dihasilkan oleh gerakan tanah Santa Barbara (1978) lebih besar dibanding 2 gerakan tanah lainnya. Bahkan ketika kondisi LS saja, gerakan tanah dari gempa Santa Barbara (1978) hampir membuat balok yang ditinjau mencapai rotasi  $\theta_C$ , dimana pada rotasi ini umumnya elemen balok RBS telah mengalami tekuk lokal (badan dan sayap) dan/atau sebagian mengalami tekuk torsi lateral (Lignos dan Krawinkler, 2010). Gerakan tanah Santa Barbara (1978) untuk kondisi CO menyebabkan rotasi pada balok melebihi kapasitas batasnya  $\theta_u = 0,2$  radian, sedangkan 2 gempa lainnya hanya menyebabkan  $< 0,15$  radian.

Gambar 10 menunjukkan hasil respon gaya dan deformasi geser pada zona panel SRPMK baja akibat 3 rekaman gerakan tanah. Garis abu-abu tipis dan garis abu-abu tebal putus-putus pada gambar tersebut menjelaskan batas deformasi geser pasca leleh yaitu  $4\gamma = 0,0109$  dan  $6\gamma = 0,0163$ . Nilai  $4\gamma$  menjelaskan nilai deformasi geser plastis ( $\gamma_p$ ) dimana tahanan geser yang tersisa pada zona panel hanyalah karena *strain hardening*. Nilai itu

juga menjelaskan telah terjadinya tekuk lokal pada sayap zona panel di pertemuan sayap balok (*local kinky*) sebagai akibat telah terjadinya leleh geser pada badan zona panel (Skiadipoulos *et al.*, 2021). Gambar 10 menjelaskan bahwa deformasi geser  $4\gamma$  telah tercapai pada kondisi CP akibat gempa Santa Barbara (1978) dan Imperial Valley (1979).

Hal ini menjelaskan bahwa zona panel mengalami plastisifikasi geser yang signifikan ketika  $IDR_{max} = 0,05$ , sebelum CO atau  $IDR_{max} = 0,1$ . Respon geser pada zona panel lebih dominan terjadi akibat gempa Santa Barbara (1978) dibandingkan akibat gempa lainnya. Dengan membandingkan rotasi balok di lantai 1 ini (Gambar 9) dengan  $IDR_{max}$  setiap tingkat yang diperoleh saat kondisi CP (Gambar 6), besar kemungkinan sendi plastis tidak tercapai pada mayoritas balok (ekspektasi sendi plastis untuk mekanisme kolom kuat - balok lemah pada SRPM), bila definisi sendi plastis adalah tercapainya  $\theta_C$  pada balok.

Artinya sendi plastis terjadi pada kolom dasar setelah terjadinya sendi plastis pada mayoritas

balok, tidak bisa dengan mudah terjadi. Dengan membandingkan deformasi lentur pada elemen balok (Gambar 9) dan deformasi geser elemen zona panel (Gambar 10), yang terkoneksi pada titik kumpul yang sama dan berada pada ketinggian (atau tingkat) yang sama, menjelaskan bahwa deformasi residual pada lantai 1 yang ditunjukkan pada Gambar 8 adalah didominasi oleh perubahan sudut deformasi geser yang terjadi pada zona panel. Hal ini khususnya pada kondisi CP menuju CO (Gambar 8b). Fenomena ini menjelaskan bagaimana perilaku struktur dalam menghadapi keruntuhan (ketidakstabilan), pasca terbentuk simpangan residu. Deformasi geser pada zona panel, akibat gerakan siklik bolak balik, kemungkinan besar akan mempercepat proses terjadinya sendi plastis dan kegagalan pada kolom dasar, sebelum mayoritas balok mengalami sendi plastis.

## Kesimpulan

Studi ini dibuat didasari kepada deformasi global simpangan antar tingkat yang terjadi akibat akumulasi deformasi rotasi pada titik kumpul. Rotasi ini terjadi sebagai akibat dari deformasi lentur pada balok dan kolom serta deformasi geser pada zona panel. Model yang dipakai adalah SRPMK baja 8 tingkat yang dibangun di atas tanah kelas D dan didesain untuk kategori desain seismik D. Ratusan analisa dinamik tidak linear dilakukan memakai metode IDA untuk kemudian ditentukan nilai median dan kurva kerapuhannya dalam rangka mengidentifikasi kondisi batas LS, CP dan CO. Tiga gerakan tanah yang memberikan respon deformasi simpangan antar tingkat maksimum ( $IDR_{max}$ ) mendekati nilai median kurva IDA pada kondisi CP ke CO dipilih untuk dieksplorasi lebih lanjut. Deformasi lentur dan geser tidak linear yang terjadi pada elemen balok dan zona panel pada kondisi LS, CP dan CO ditelusuri.

Hasil yang diperoleh menunjukkan bahwa deformasi rotasi pada balok akibat lenturan yang sebenarnya (pada akhir getaran akibat gerakan tanah) adalah lebih besar bila dibandingkan dengan deformasi rotasi saat  $IDR_{max}$  mencapai kondisi batas LS dan CP pada saat pertama kali. Hal yang sama juga terjadi pada deformasi geser di zona panel. Pola sendi plastis menurut mekanisme kolom kuat balok lemah, yaitu sendi plastis pada kolom dasar akan terjadi hanya bila sendi plastis pada mayoritas balok telah terjadi, kemungkinan besar tidak bisa dicapai dengan analisa dinamis tidak linear. Fenomena ini menjelaskan bahwa deformasi geser pada zona panel akibat deformasi siklik memiliki kemungkinan yang besar dalam mempengaruhi proses terjadinya sendi plastis pada

kolom dasar, pasca terjadinya simpangan residu pada kondisi CP. Studi lebih lanjut terhadap pengaruh deformasi geser zona panel terhadap pola sendi plastis elemen-elemen balok masih diperlukan, terutama bila dikaitkan dengan pola sendi plastis untuk mekanisme kolom kuat – balok lemah pada SRPM baja yang dikenai beban siklik akibat gempa.

## Ucapan Terima Kasih

Penulis mengucapkan terima kasih kepada Program Hibah Internal di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara tahun 2023 yang telah diterima oleh para penulis sehingga dapat menyelesaikan studi dan makalah ini.

## Daftar Pustaka

- Baker, J. W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the seismological society of America*, 97(5), 1486-1501.
- Baker, J.W., (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), pp.579-599
- Bhanu, V., Chandramohan, R., Sullivan, T. J. (2020). Influence of ground motion duration on the dynamic deformation capacity of steel frame buildings. In *17th World Conference on Earthquake Engineering*, 17WCEE.
- Bhanu, V., Chandramohan, R., Sullivan, T. (2021). Incorporating the influence of duration on dynamic deformation capacity in seismic assessment, *Proceedings of the 2021 New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Annual Technical Conference, University of Canterbury, Christchurch.
- Bojórquez, E., Terán-Gilmore, A., Ruiz, S. E., Reyes-Salazar, A. (2011). Evaluation of structural reliability of steel frames: interstory drift versus plastic hysteretic energy. *Earthquake Spectra*, 27(3), 661-682.
- Chandramohan, R., Baker, J. W., Deierlein, G. G. (2016). Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records. *Earthquake Spectra*, 32(2), 927-950.
- Elkady A, dan Lignos D.G. (2014). Modeling of the composite action in fully restrained beam-to-column connections: implications in the seismic design and collapse capacity of steel special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamic*, 43(13):1935–1954.

- Elkady, A., dan Lignos, D. G. (2015). Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(8), 1289-1307.
- Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R., Choi, H. (2011). Residual drift response of SMRFs and BRB frames in steel buildings designed according to ASCE 7-05. *Journal of Structural Engineering*, 137(5), 589-599.
- Hwang, S. H., dan Lignos, D. G. (2017). Effect of modeling assumptions on the earthquake-induced losses and collapse risk of steel-frame buildings with special concentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 143(9), 04017116.
- Ibarra, L. F., Medina, R. A., Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(12):1489–1511. DOI: 10.1002/eqe.495.
- Jalayer, F., dan Cornell, C. A. (2009). Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 38(8), 951-972
- Jalayer, F., De Risi, R., Manfredi, G. (2015). Bayesian Cloud Analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 1183-1203.
- Jalayer, F., Ebrahimian, H., Miano, A., Manfredi, G., Sezen, H. (2017). Analytical fragility assessment using unscaled ground motion records. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46(15), 2639-2663.
- Karamanci, E. dan Lignos, D. G. (2014). Computational approach for collapse assessment of concentrically braced frames in seismic regions. *Journal of Structural Engineering*, 140(8): A4014019, 2014.
- Lignos, D. G., dan Krawinkler, H. (2011). Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1291-1302.
- Lignos, D. G. dan Krawinkler, H. (2012) *Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations*. Report No. TB 177, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA, 2012.
- Luco, N., dan Bazzurro, P. (2007). Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses?. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1813-1835.
- Luco, N., dan Cornell, C. A. (2007). Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 23(2), 357-392.
- McKenna, F., Fenves, G.L. Scott, M.H. (2006). OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, available at <http://opensees.berkeley.edu>.
- Miano, A., Jalayer, F., Ebrahimian, H., Prota, A. (2017). Cloud to IDA: Efficient fragility assessment with limited scaling. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(5), 1124-1147.
- NIST (2010). Evaluation of the FEMA P695 methodology for quantification of building seismic performance factors. NIST GCR 10-917-8, NEHRP consultants Joint Venture.
- Porter, K., Kennedy, R., Bachman, R. (2007). Creating fragility functions for performance based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 23:471–89.
- Skiadopoulos, A., Elkady, A., & Lignos, D. G. (2021). Proposed panel zone model for seismic design of steel moment-resisting frames. *Journal of Structural Engineering*, 147(4), 04021006..
- Vamvatsikos, D., dan Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 491-514.
- Vamvatsikos, D., dan Cornell, C. A. (2004). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake spectra*, 20(2), 523-553.
- Vamvatsikos, D., dan Cornell, C. A. (2005). Direct estimation of seismic demand and capacity of multidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation. *Journal of Structural Engineering*, 131(4), 589-599.