

## Perilaku Seismik Struktur Rangka Komposit RCS dengan Variasi *Rigidity Zone Factor* Pertemuan Balok-Kolom

\*I Ketut Sudarsana, I Gede Adi Susila, Ni Wayan Sastraningsih  
Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Udayana  
\*ksudarsana@unud.ac.id

Received: 6 April 2020 Revised: 13 Maret 2021 Accepted: 19 Maret 2021

### Abstract

*This research evaluated the effect of connection's rigidity zone factors of RCS frame's connections on the seismic behaviors of regular RCS frames of a five-story office building located at seismic design category (SDC) of D. The variations on rigidity zone factors were 0, 0.25, 0.50, 0.75, and 1.0, respectively for Model MS, MSR025, MSR05, MSR075, and MR with the same elements' dimension. Three Dimension finite element modeling was conducted to do a linear elastic analysis for structural design and nonlinear static pushover analysis for evaluating the structural seismic performances. The results show that all models have met the strength and serviceability design limits. The seismic performances in terms of base shear, elastic stiffness, and ductility of all RCS models increased with an increase in the values of the rigidity zone factor. The structural performance's level according to FEMA 440 was life safety (LS) for the Model MSR05, MSR075, and MR, while for the Model MS and MSR025 was collapse prevention (CP). The seismic energy dissipation for all RCS frames was an intermediate category indicated by the numbers of developed plastic hinges less than 20% of the total potential plastic hinges.*

**Keywords:** *Beam-column joint rigidity, composite RCS, hybrid structure, rigidity zone factor, seismic behavior*

### Abstrak

*Penelitian ini mengevaluasi pengaruh rigidity zone factor pertemuan balok-kolom rangka RCS terhadap perilaku dan kinerja seismik sistem rangka RCS beraturan sebuah gedung kantor 5 tingkat di daerah kategori resiko gempa tinggi (KDS D). Variasi rigidity zone factor adalah 0; 0,25; 0,5; 0,75 dan 1,0 masing-masing untuk Model MS, MSR025, MSR05, MSR075, dan MR, dengan dimensi model yang sama. Pemodelan dan analisis 3 dimensi dalam software berbasis elemen hingga meliputi analisis linear untuk proses desain dan analisis nonlinier static pushover untuk mengevaluasi kinerja seismik struktur. Hasil analisis menunjukkan bahwa semua model RCS telah memenuhi batasan-batasan desain kekuatan dan daya layannya. Kinerja seismik dalam hal gaya geser dasar, kekakuan elastis, dan daktilitas struktur meningkat dengan meningkatnya nilai rigidity factor. Level kinerja seismik struktur menurut FEMA 440 adalah life safety (LS) untuk Model MSR05, MSR075 dan MR, sedangkan untuk Model MS dan MSR025 adalah collapse prevention (CP). Kemampun disipasi energi gempa dari semua Model RCS termasuk dalam kategori menengah ditunjukkan dengan jumlah sendi plastis yang terjadi kurang dari 20% jumlah potensi sendi plastis pada setiap model struktur RCS.*

**Kata kunci:** *Kekakuan pertemuan balok-kolom, perilaku seismik, rigidity zone factor, komposit RCS*

### Pendahuluan

Struktur rangka beton bertulang (RC) dan struktur rangka baja (RS) merupakan sistem struktur yang banyak dipergunakan untuk bangunan bertingkat rendah dan sedang. Struktur RC memiliki kekakuan lateral yang lebih besar daripada struktur RS, namun struktur RC memiliki daktilitas yang lebih

rendah daripada struktur RS. Penggunaan kolom struktur beton bertulang bersama-sama dengan struktur balok baja dalam sebuah sistem struktur rangka yang juga disebut struktur rangka hybrid atau komposit beton baja atau rangka RCS (*Reinforced Concrete-Steel frame*) (ASCE, 1994; Kathuria *et al.*, 2015). Sistem struktur rangka RCS mulai digunakan sejak 30 tahun yang lalu terutama

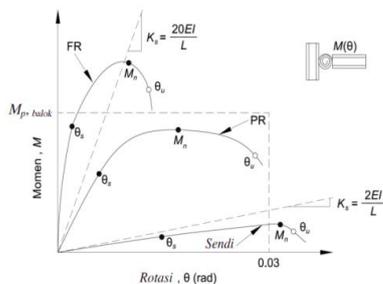
di negara Jepang dan Amerika sebagai alternative sistem struktur yang lebih ekonomis dari segi bahan dan pelaksanaannya dibandingkan dengan sistem struktur konvensional RC dan RS (Griffis, 1992). Hal ini didapat dengan memanfaatkan keuntungan dari sifat-sifat beton dari segi kekakuan, damping biaya yang murah dan serta sifat-sifat baja yang lebih ringan dan efisien waktu pelaksanaannya (Liang *et al.*, 2004). Di samping itu, kolom RC menunjukkan 10 kali biayanya lebih efisien daripada kolom baja ditinjau dari kekuatan aksial dan kekakuannya (Sheikh *et al.*, 1987).

Pada semua sistem struktur rangka seperti juga struktur rangka komposit RCS, perilaku pertemuan balok-kolom berperan cukup penting dalam mendistribusikan gaya antar elemen-elemen struktur yang bertemu pada lokasi tersebut. Pertemuan balok-kolom yang tidak cukup kuat dapat menyebabkan terjadinya keruntuhan elemen struktur yang bertemu pada daerah tersebut (Yulianti *et al.*, 2018).

Kekakuan sebuah pertemuan balok-kolom dapat diperoleh berdasarkan hubungan momen-rotasi ( $M-\theta$ ) yang terjadi pada pertemuan tersebut. Mengacu pada ketentuan dalam struktur baja, menurut AISC 360-16, tipe sambungan dapat diklasifikasikan berdasarkan kurva momen-rotasi seperti terlihat pada Gambar 1. Kekakuan sekan ( $K_s$ ) pada saat beban layan dipakai sebagai properti indeks dari penentuan kekakuan sambungan dan dihitung dari Persamaan 1.

$$K_s = \frac{M_s}{\theta_s} \quad (1)$$

Dengan  $M_s$  dan  $\theta_s$  adalah masing-masing momen dan rotasi saat beban kerja. Jika nilai  $\frac{K_s L}{EI} \geq 20$ , maka sambungan adalah *fully restrained (FR)* atau rigid dimana sudut antar elemen yang disambung dapat dipertahankan. Jika nilai  $\frac{K_s L}{EI} \leq 2$ , maka sambungan adalah *simple*. Sambungan dengan kekakuan diantara kedua batas tergolong *partially restrained (PR)* atau semirigid.



**Gambar 1. Klasifikasi dari respons  $M-\theta$  dari pertemuan terkekang penuh (FR), terkekang sebagian (PR) dan pertemuan sederhana (AISC 360-16)**

Sejumlah pengujian experimental dan analisis numerik telah dilakukan untuk mengetahui perilaku pertemuan balok-kolom sistem rangka pemikul momen RCS. Sheikh *et al.* (1987) menguji 17 pertemuan interior dari rangka RCS dengan skala 2/3, Kanno (1993) menguji 19 buah pertemuan RCS dan Parra & Wight (2000,2001), selain melakukan pengujian experimental terhadap sembilan buah pertemuan exterior rangka RCS, juga melakukan analisis untuk mengusulkan cara mengevaluasi dan mendesain kapasitas geser pertemuan balok-kolom RCS.

Parra & Wight (2003) mengusulkan pendekatan berdasarkan kapasitas deformasi untuk mendesain pertemuan RCS di daerah gempa tinggi untuk mengontrol distorsi dan kerusakan dari pertemuan balok-kolom tersebut. Pengujian terhadap enam buah pertemuan RCS juga dilakukan oleh Cheng and Chen (2005) untuk mengetahui pengaruh beberapa parameter diantaranya keberadaan pelat lantai, sengkang pada pertemuan balok-kolom, balok silang (*cross beam*) dan model protokol pembebanan saat pengujian. Review dari hasil-hasil pengujian experimental maupun analisis numerik sampai dengan tahun 2011 dapat dilihat dalam Li *et al.* (2011). Analisis perilaku struktur dilakukan dengan analisis linier dan nonlinier

Analisis *linier* perilaku struktur merupakan analisis yang umum dilakukan dalam memperoleh gaya-gaya dalam elemen struktur akibat beban-beban yang bekerja seperti beban mati, hidup, angin, gempa dan beban lainnya yang diperhitungkan dalam perancangan struktur. Dalam proses analisis, kekakuan struktur ditentukan oleh modulus elastisitas materialnya dan penampang dalam kondisi belum retak atau dengan faktor reduksi retak yang terjadi.

Perilaku struktur hasil dari analisis linear ini dapat berupa simpangan lateral, simpangan antar tingkat (*drift*), periode alami struktur dan gaya geser dasar yang terjadi. SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1 Tabel 20 mensyaratkan bahwa untuk struktur dengan kategori risiko II, simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta_i$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat ijin yaitu  $0,02h_{sx}$  dengan  $h_{sx}$  adalah tinggi tingkat di bawah tingkat  $x$ . Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta_i$ ) ini harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat ke- $x$  ( $\delta_x$ ) harus ditentukan dengan Persamaan 2.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2)$$

Dengan  $C_d$  adalah faktor amplifikasi defleksi dalam Tabel 12 SNI 1726:2019,  $\delta_{xe}$  adalah defleksi pada

lokasi yang disyaratkan berdasarkan dengan analisis elastis dan  $I_e$  adalah faktor keutamaan gempa. Berdasarkan simpang antar tingkat hasil analisis dapat dihitung mekanisme *Soft Story* yang mungkin terjadi pada suatu struktur. Keruntuhan *Soft story* dapat terjadi apabila *drift ratio* lantai tertentu kurang dari 130% *drift ratio* lantai di atasnya. Keruntuhan ini sangat mungkin terjadi di setiap lantai dan harus dihindari dalam merancang suatu struktur gedung. Mekanisme *Soft story* dapat terjadi apabila:

$$Dr_i > 1,3Dr_{i+1} \quad (3)$$

dengan  $Dr_i$  adalah *drift ratio* tingkat ke-i dihitung dari Persamaan 4.

$$Dr_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \quad (4)$$

Pada Persamaan 4,  $\Delta_i$  adalah simpangan antar lantai tingkat ke-i dan  $h_i$  adalah tinggi tingkat ke-i.

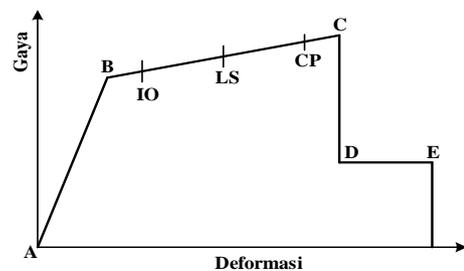
Pada analisis perilaku struktur nonlinier ditujukan untuk memprediksi perilaku yang diharapkan dari struktur akibat beban gempa yang akan datang. Hal ini menjadi penting dengan berkembangnya *performance-based engineering (PBE)* sebagai sebuah cara dalam mengevaluasi dan mendesain struktur (FEMA 440). PBE mengkategorikan kinerja berdasarkan kerusakan yang diharapkan pada struktur, non-struktur dan isinya. Dalam hal ini kerusakan yang terjadi menunjukkan perilaku *inelastic*.

Salah satu analisis yang sering digunakan adalah analisis *nonlinear static pushover*. Prosedur analisis *nonlinear static pushover* ini dilakukan dengan membebani struktur secara bertahap dengan pola gaya lateral tertentu sampai target perpindahan yang ditentukan tercapai atau salah satu lokasi dari elemen struktur mengalami kegagalan. Hasil analisis ini dapat memberikan informasi kinerja seismik struktur seperti perilaku struktur mengalami leleh, daktilitas elemen struktur, dan terjadinya sendi plastis pada struktur.

*Performance point* dari sebuah struktur dapat diperoleh dari titik pertemuan antara kurva spektrum kapasitas dengan kurva spektrum yang dibutuhkan. Menurut FEMA 440, level kinerja struktur diklasifikasikan kedalam lima level yaitu *operational (OP)*, *immediate occupancy (IO)*, *damage control (DC)*, *life safety (LS)* dan *collapse prevention (CP)* seperti terlihat pada Gambar 2. Gaya lateral dikerjakan mulai dari titik A sampai titik E. Sebelum titik B, struktur menunjukkan perilaku linier dan setelah titik B, sendi plastis akan mulai terjadi pada bagian-bagian struktur.

Penelitian mengenai perilaku struktur RCS secara utuh dengan mengintegrasikan hasil-hasil

pengujian dalam sebuah sistem struktur yang utuh masih belum banyak dilakukan. Morshed (2015) melakukan analisis perbandingan perilaku struktur RCS dengan struktur RC tiga tingkat untuk mewakili struktur gedung tingkat rendah dan sedang dalam bentuk portal 2-Dimensi dan menunjukkan bahwa kedua sistem struktur memiliki gaya geser dasar yang hampir sama, serta struktur RCS berperilaku linear sampai gaya geser maksimum dan mengalami mekanisme keruntuhan *soft story*. Bano & Rahamath (2017) juga melakukan analisis perbandingan perilaku struktur RCS dengan struktur RC baik struktur beraturan maupun tidak beraturan. Bano & Rahamath (2017) menunjukkan bahwa struktur RCS lebih *flexible* daripada struktur RC, dengan level kinerja struktur RCS adalah pada rentang B (leleh) dan IO, sedangkan struktur RC memiliki level kinerja pada rentang IO ke LS. Dalam Morshed (2015) dan Bano & Rahamath (2017) tidak dijelaskan bagaimana pemodelan perilaku pertemuan balok-kolomnya.



Gambar 2. Kurva indikator risiko (FEMA 440)

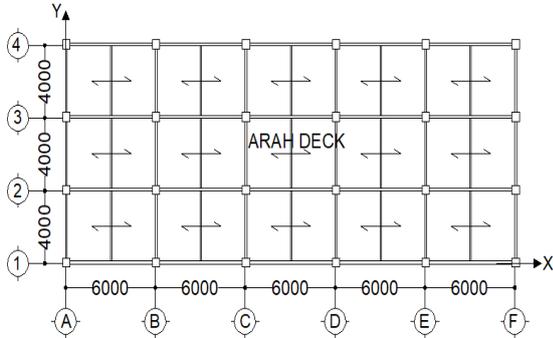
Perilaku pertemuan balok-kolom pada struktur rangka dapat berperilaku rigid, semi rigid, dan sendi tergantung dari deformasi yang terjadi pada daerah pertemuan tersebut (AISC 360-16). *Software-software* untuk menganalisis dan mendesain struktur telah menyediakan fasilitas *rigidity zone factor* untuk mengakomodasi perilaku pertemuan balok-kolom. Penelitian ini dilakukan untuk mengevaluasi perilaku dan kinerja struktur rangka RCS dengan memvariasikan *rigidity zone factor* dari struktur tersebut sehingga pada saat perancangan struktur RCS dapat ditentukan faktor kekakuan pertemuan balok-kolom RCS yang sesuai.

## Metode

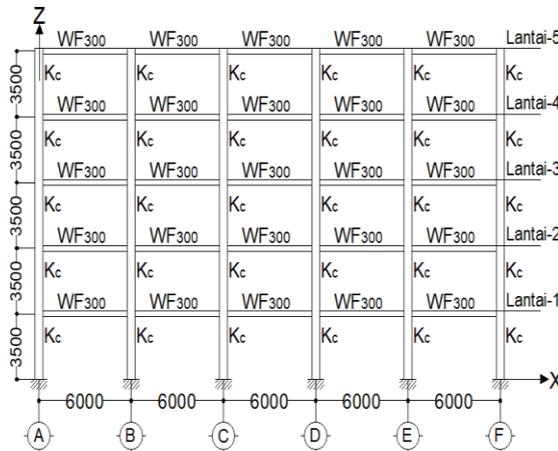
### Geometri model struktur

Struktur yang ditinjau dalam penelitian ini merupakan struktur gedung rangka komposit kolom beton-balok baja (RCS). Struktur gedung memiliki denah beraturan dengan lima bentang pada arah X dengan panjang 6000 mm dan tiga bentang pada arah Y dengan panjang 4000 mm. Gedung yang terdiri atas lima lantai difungsikan sebagai perkantoran dan dianggap berada pada kelas situs D

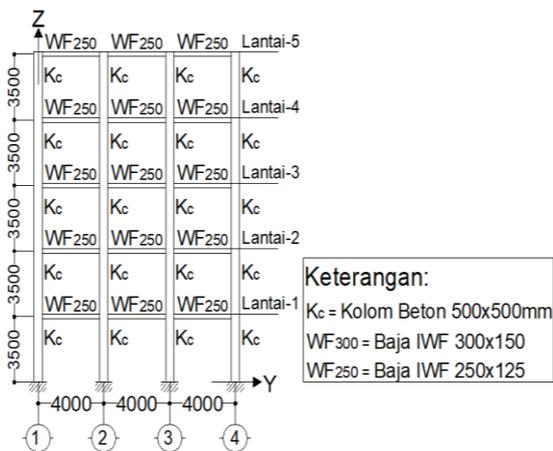
(tanah sedang) di wilayah dengan Kategori Desain Seismik (KDS) D sesuai SNI 1726:2019. Denah tipikal, portal arah X dan arah Y ditampilkan pada Gambar 3.



(a) Denah tipikal model struktur



(b) Portal 1-1 Arah X



(c) Portal A-A arah Y

**Gambar 3. Geometri struktur yang ditinjau dalam analisis**

Sebanyak lima buah model struktur dimodelkan dan dianalisis untuk mengetahui pengaruh *rigidity zone factor* pada pertemuan balok-kolom terhadap perilaku dan kinerja rangka komposit RCS yaitu Model MS (sendi), Model Semi Rigid (MSR025,

MSR05, MSR075) dan Model Rigid (MR) yang masing-masing untuk mewakili nilai *rigidity zone factor* berturut-turut 0; 0,25; 0,5; 0,75; dan 1. Untuk memudahkan dalam perbandingan perilaku dan kinerja struktur-struktur yang ditinjau, semua dimensi struktur dibuat sama dan memenuhi sebagai sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

### Properti material

Material kolom beton bertulang dengan spesifikasi kuat tekan  $f'_c$  30 MPa, kuat tarik tulangan longitudinal 400 MPa, dan kuat tarik tulangan transversal 320 MPa. Sedangkan material balok baja mutu BJ41 dengan kuat tarik 250 MPa dan kuat leleh 410 MPa. Pelat lantai menggunakan BONDEK BMT 0,6 mm.

### Pembebanan

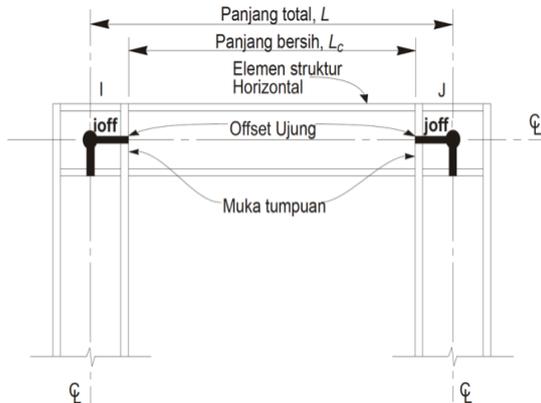
Struktur dirancang untuk memikul beban mati akibat berat struktur sendiri, beban mati tambahan, beban hidup sesuai SNI 1727:2013 dan beban gempa sesuai SNI 1726:2019. Beban mati tambahan pada lantai sebesar  $1,45 \text{ kN/m}^2$  dan pada atap sebesar  $1,26 \text{ kN/m}^2$ . Beban hidup dianggap merata sebesar  $2,4 \text{ kN/m}^2$  untuk ruang kantor dan beban gempa dihitung menggunakan metode respon spektrum dengan parameter koefisien modifikasi respon ( $R$ ) = 8, faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) = 3, dan faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5,5. Adapun kombinasi beban yang digunakan untuk mendesain elemen-elemen struktur sesuai dengan SNI 1726:2019. Sedangkan ketentuan-ketentuan untuk mendesain kolom struktur beton bertulang mengikuti SNI 2847:2019 dan balok baja mengikuti SNI 1729:2015.

### Pemodelan dan analisis struktur

Semua struktur dimodelkan secara 3-Dimensi dalam software ETABS 2016. Kolom beton dan balok baja dimodelkan sebagai elemen garis dan pelat dek komposit dimodelkan dengan *element deck* dengan distribusi beban pelat satu arah. Balok Anak (*secondary beams*) baja dimodelkan dengan sambungan sendi terhadap balok induk baja (*main beams*). Semua model struktur dianggap terjepit sempurna pada lantai dasar seperti terlihat pada Gambar 3(a) dan 3(b). Pertemuan balok-kolom dimodelkan dengan menggunakan offset ujung (*end offsets*) untuk memperhitungkan *rigid zone* dari elemen-elemen struktur tersebut seperti diilustrasikan pada Gambar 4.

Analisis linear struktur dilakukan untuk memperoleh gaya-gaya dalam yang dipergunakan dalam mendesain struktur. Sedangkan untuk mengetahui kinerja struktur dilakukan analisis

*nonlinear static pushover* pada arah X dan arah Y. Beban analisis *static pushover* berupa beban gravitasi (*push grav*) dan beban lateral (*push X* dan *push Y*). Perilaku nonlinear dari elemen-elemen struktur ditentukan berdasarkan perilaku sendi plastis (*plastic hinges*) pada ujung-ujung balok induk baja dan kolom beton bertulang. Perilaku sendi plastis ini mengikuti *default software* dengan sendi plastis M3 dan V2 pada ujung-ujung balok dan sendi plastis P-M2-M3 pada ujung-ujung kolom.



Gambar 4. Offset ujung (*End offsets*) pada elemen struktur rangka (CSI, 2016)

## Hasil dan Pembahasan

### Dimensi struktur dan *stress ratio*

Dimensi elemen struktur untuk kelima model yang ditinjau, diperoleh melalui proses iterasi untuk memperoleh rasio tulangan kolom memenuhi persyaratan  $1\% \leq \rho \leq 6\%$  dan *stress ratio* balok baja dibawah 1,0. Dimensi-dimensi balok dan kolom adalah 1) kolom beton bertulang, 500x500 mm, 2) balok anak baja, IWF 200x100, 3) balok induk baja arah X, IWF 300x100 dan 4) balok induk baja arah Y, IWF 250x100.

Perbandingan nilai rasio tulangan pada kolom dan *stress ratio* pada balok untuk semua model ditunjukkan pada Tabel 1. Tulangan pada kolom beton untuk semua model merupakan tulangan minimum 1%. Hal ini terjadi karena diperlukan dimensi kolom yang lebih besar untuk memenuhi persyaratan *soft story*. Balok anak pada semua model juga memiliki rasio tegangan yang sama karena balok anak tidak dipengaruhi oleh beban gempa dan variasi *rigidity zone factor* yang hanya dikerjakan pada pertemuan balok-kolom. Pengaruh *rigidity zone factor* baru terlihat pada rasio tegangan dari balok induk struktur baik dalam arah-X (BI-x) maupun arah-Y (BI-y) dimana nilai rasio tegangan meningkat dengan meningkatnya kekakuan dari pertemuan balok-kolom.

Tabel 1. Rasio tulangan dan *stress ratio*

| Model  | Elemen struktur |       |       |       |
|--------|-----------------|-------|-------|-------|
|        | Kolom (%)       | BA    | BI-x  | BI-y  |
| MS     | 1               | 0,962 | 0,888 | 0,720 |
| MSR025 | 1               | 0,962 | 0,915 | 0,759 |
| MSR05  | 1               | 0,962 | 0,941 | 0,797 |
| MSR075 | 1               | 0,962 | 0,969 | 0,843 |
| MR     | 1               | 0,962 | 0,996 | 0,889 |

### Periode getar alami dan gaya geser dasar

Dalam perhitungan beban gempa desain, periode getar alami struktur dibatasi dalam rentang  $T_a \leq T \leq T_u$  sesuai dengan SNI 1726 : 2019 pasal 7.8.2. Batasan waktu getar tersebut dengan memperhitungkan parameter-parameter desain diperoleh sebagai berikut:

$$C_u = 1,4, \text{ untuk } S_{D1} = 0,4032$$

$C_t = 0,0724$  dan  $x = 0,8$ ; untuk rangka baja pemikul momen.

$$\text{Ketinggian struktur, } h_n = 17,5 \text{ m}$$

$$T_a = C_t \cdot h_n^x = 0,7148 \text{ detik}$$

$$T_{maks} = C_u \cdot T_a = 1,0007 \text{ detik}$$

Periode fundamental struktur ( $T$ ) yang dipakai untuk menghitung gaya geser dasar desain tidak boleh melebihi periode maksimum ( $T_{maks}$ ) yaitu 1,0007 detik, namun hasil analisis linear program ETABS 2016 periode getar struktur merupakan periode mode translasi pada analisis modal dalam arah X dan arah Y yang dirangkum dalam Tabel 2 untuk seluruh model adalah lebih besar dari batasan  $T_{maks}$ , oleh karena itu gaya geser dasar yang diperhitungkan dalam mendesain elemen struktur dilakukan koreksi dengan menggunakan  $T_{maks}$ .

Gaya geser dasar ( $V$ ) berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8.1 dihitung menurut prosedur gaya lateral ekuivalen dengan menggunakan  $T_{maks}$  adalah sebagai berikut.

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,4032}{(1,0007) \left( \frac{8}{1} \right)} = 0,0503$$

$$W = 16.785,259 \text{ kN}$$

$$V = C_s \cdot W = 844,298 \text{ kN}$$

Gaya geser dasar hasil analisis respon spektrum kemudian ditingkatkan dengan faktor skala 1,498 untuk arah X dan 1,921 untuk arah Y untuk memenuhi persyaratan bahwa gaya geser dasar dengan metode respon spektrum ( $V_t$ ) lebih besar dari 85% gaya geser dasar hitung ( $V$ ). Tabel 2 juga menampilkan gaya geser dasar hasil analisis respon spektrum ( $V_t$ ) dari software ETABS 2016.

Tabel 2. Periode getar dan gaya geser dasar

| Model  | Periode getar (detik) |        | Gaya geser dasar (kN) |         |
|--------|-----------------------|--------|-----------------------|---------|
|        | Arah X                | Arah Y | Arah X                | Arah Y  |
| MS     | 1,544                 | 1,717  | 722,721               | 719,600 |
| MSR025 | 1,506                 | 1,660  | 737,789               | 737,192 |
| MSR05  | 1,469                 | 1,603  | 750,129               | 751,647 |
| MSR075 | 1,432                 | 1,546  | 768,734               | 779,259 |
| MR     | 1,395                 | 1,489  | 785,259               | 804,189 |

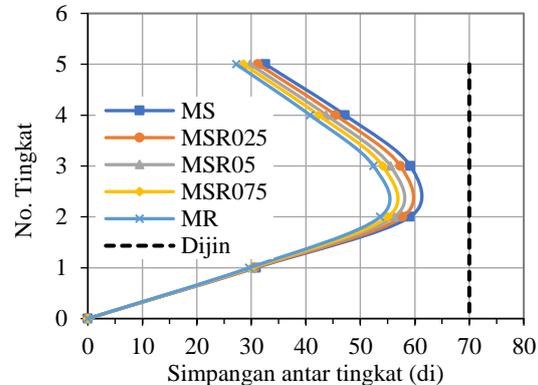
Tabel 2 menunjukkan bahwa dengan meningkatnya nilai *rigidity zone factor*, struktur bergetar lebih cepat mengakibatkan waktu getar semakin menurun dan semakin meningkatnya gaya geser dasarnya. Hal ini terjadi karena pertemuan balok-kolom semakin kaku sehingga kekakuan keseluruhan struktur meningkat pula.

### Simpangan antar lantai dan *softstory*

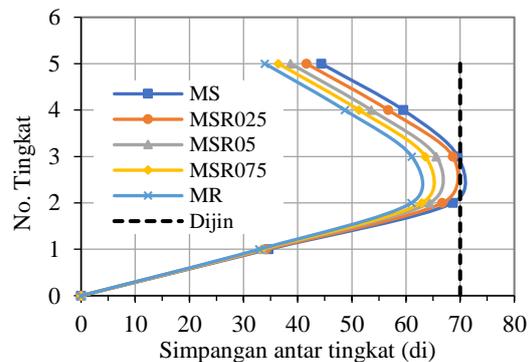
Simpangan antar lantai ( $\Delta_i$ ) merupakan perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah dari tingkat yang ditinjau. Simpangan antar lantai ini dihitung berdasarkan defleksi pusat massa di tingkat ke- $x$  ( $\delta_x$ ) sesuai dengan Persamaan 2 dan tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin menurut SNI 1726:2019 Tabel 20. Untuk semua model struktur yang ditinjau, diperoleh simpangan antar lantai ijin ( $\Delta_{ijin}$ ) adalah 70 mm. Hasil analisis linear diperoleh simpangan antar lantai ditampilkan pada Gambar 5 dan 6 untuk masing-masing arah X dan Y. Pada semua tingkat dari kelima model struktur yang ditinjau, simpangan antar lantainya lebih kecil dari simpangan ijin. Gambar 5 dan 6 juga menunjukkan bahwa nilai simpangan antar tingkat semakin kecil dari model MS, MSR025, MSR05, MSR075 dan MR. Hal ini dikarena semakin besar nilai *rigidity zone factor* maka struktur semakin kaku sehingga rotasi ujung dari balok-balok struktur mengecil.

Mekanisme keruntuhan *softstory* sangat dihindari dalam mendisain struktur tahan gempa. Pengecekan mekanisme keruntuhan ini dapat dilakukan dengan menggunakan rasio antara *drift ratio* tingkat yang ditinjau ( $Dr_i$ ) dengan *drift ratio* di atas lantai tersebut ( $Dr_{i+1}$ ). *Softstory* terjadi apabila nilai perbandingan ini lebih dari 1,3. Menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.3.2.2 mekanisme *softstory* untuk dua tingkat teratas tidak perlu dievaluasi. Tabel 3 menunjukkan hasil evaluasi mekanisme *softstory* untuk semua model struktur yang ditinjau dan diperoleh untuk tingkat 1 sampai dengan 3, nilai perbandingannya kurang dari 1,3 sehingga mekanisme *softstory* tidak terjadi pada semua lantai tersebut. Pada Tabel 3 juga memperlihatkan data untuk 2 lantai teratas dimana pada lantai 4 nilainya lebih dari 1,3 dan lantai 5 nilainya kosong karena tidak ada lantai di atasnya. Sesuai dengan SNI

1726:2019, data dari kedua lantai ini tidak perlu diperhitungkan. Hasil perhitungan menunjukkan peningkatan nilai *rigidity zone factor* tidak mempengaruhi mekanisme *softstory* secara *significant*.



Gambar 5. Simpangan antar tingkat arah X



Gambar 6. Simpangan antar tingkat arah Y

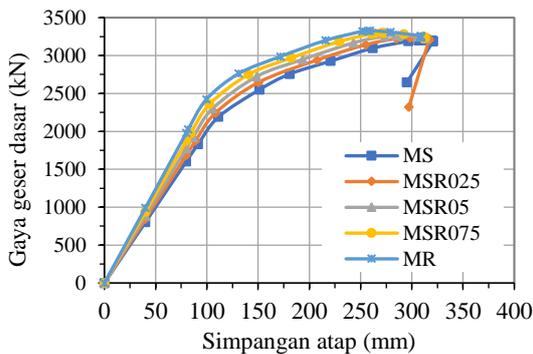
Tabel 3. Mekanisme *softstory*

| Tkt           | $Dr_i / Dr_{i+1}$ |        |       |        |      |
|---------------|-------------------|--------|-------|--------|------|
|               | MS                | MSR025 | MSR05 | MSR075 | MR   |
| <b>Arah X</b> |                   |        |       |        |      |
| 5             | –                 | –      | –     | –      | –    |
| 4             | 1,45              | 1,46   | 1,47  | 1,48   | 1,50 |
| 3             | 1,25              | 1,26   | 1,27  | 1,28   | 1,29 |
| 2             | 1,00              | 1,01   | 1,01  | 1,02   | 1,02 |
| 1             | 0,52              | 0,53   | 0,54  | 0,55   | 0,55 |
| <b>Arah Y</b> |                   |        |       |        |      |
| 5             | –                 | –      | –     | –      | –    |
| 4             | 1,36              | 1,38   | 1,39  | 1,41   | 1,43 |
| 3             | 1,06              | 1,21   | 1,22  | 1,24   | 1,25 |
| 2             | 0,97              | 0,97   | 0,98  | 0,99   | 1,00 |
| 1             | 0,50              | 0,51   | 0,52  | 0,53   | 0,54 |

### Hasil analisis statis *nonlinier pushover*

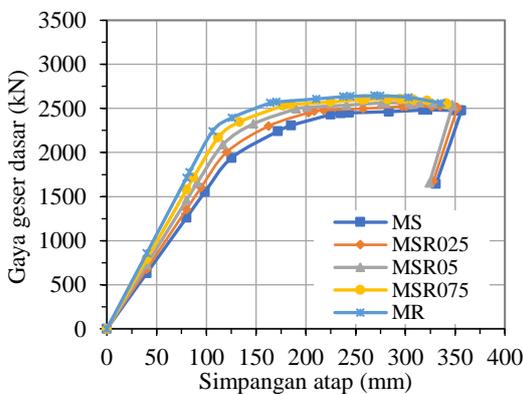
Analisis *nonlinear static pushover* dilakukan pada Arah-X dan Arah-Y dari semua model struktur yang ditinjau. Hasil analisis berupa hubungan gaya geser dasar dengan simpangan atap ( $V-\delta$ ) di titik yang ditinjau seperti yang ditampilkan pada Gambar 5

untuk arah X dan Gambar 6 untuk arah Y. Berdasarkan kurva  $V-\delta$  yang diperoleh, kecenderungan perilaku dari model struktur RCS yang ditinjau sesuai dengan *rigidity factor* dari masing-masing model. Model MR dengan *rigidity factor* 1 memiliki kurva yang paling tegak baik dalam arah X maupun arah Y, diikuti secara berturut-turut oleh Model MSR075, MSR05, MSR025, dan MS.



Gambar 7. Kurva *pushover* arah X

Perbedaan perilaku dari semua model ini semakin jelas terlihat setelah beberapa elemen struktur mengalami kondisi *inelastic*. Pada analisis *pushover* arah Y, semua model menunjukkan kurva yang hampir bertemu pada satu titik pada saat diambang keruntuhan seperti terlihat pada Gambar 8.



Gambar 8. Kurva *pushover* arah Y

Besarnya gaya geser dasar dan simpangan yang terjadi pada semua model struktur dirangkum pada Tabel 4 baik pada saat leleh pertama terjadi ( $V_y$  dan  $\delta_y$ ) maupun pada saat diambang keruntuhan ( $V_u$  dan  $\delta_u$ ). Seperti halnya terlihat pada kurva *pushover*, Tabel 4 juga menunjukkan bahwa gaya geser dasar meningkat sedangkan simpangan lateral menurun dengan semakin besar nilai *rigidity factor*. Bila gaya geser yang menyebabkan struktur mengalami leleh pertama ( $V_y$ ) dengan gaya geser dasar desain ( $V$ ) dari Tabel 2, maka dapat dilihat  $V_y$  berkisar antara (2,53-2,58)  $V$  dalam arah X dan dalam arah Y, nilai  $V_y$  berkisar antara (2,16-2,21)  $V$ .

Tabel 4. Hasil analisis *pushover*

| Model         | $V_y$<br>(kN) | $\delta_y$<br>(mm) | $V_u$<br>(kN) | $\delta_u$<br>(mm) |
|---------------|---------------|--------------------|---------------|--------------------|
| <b>Arah X</b> |               |                    |               |                    |
| MS            | 1.831,04      | 91,38              | 3.200,01      | 319,59             |
| MSR025        | 1.876,12      | 89,03              | 3.223,58      | 316,56             |
| MSR05         | 1.923,74      | 86,66              | 3.239,39      | 313,36             |
| MSR075        | 1.974,19      | 84,27              | 3.248,77      | 311,59             |
| MR            | 2.027,80      | 81,87              | 3.256,94      | 308,71             |
| <b>Arah Y</b> |               |                    |               |                    |
| MS            | 1.553,03      | 98,61              | 2.475,72      | 356,27             |
| MSR025        | 1.603,04      | 94,72              | 2.513,67      | 351,50             |
| MSR05         | 1.656,69      | 90,84              | 2.539,50      | 347,04             |
| MSR075        | 1.714,49      | 86,95              | 2.556,56      | 340,91             |
| MR            | 1.777,03      | 83,05              | 2.560,88      | 335,80             |

#### Target perpindahan dan level kinerja struktur

Target perpindahan dihitung mengikuti FEMA 440 yang tersedia pada default software ETABS 2016. Setelah *performance point* (titik kinerja) diperoleh maka besarnya target perpindahan ( $\delta_t$ ), dan gaya geser pada saat titik kinerja ( $V_t$ ) dapat diperoleh seperti ditampilkan pada Tabel 5. Parameter  $S_a$  dan  $S_d$  pada Tabel 5 adalah parameter spektral percepatan ( $S_a$ ), spektral perpindahan ( $S_d$ ) dari kurva ADRS. Level kinerja struktur kemudian ditentukan berdasarkan kategori sendi plastis yang terbentuk pada saat dicapainya *performance point* tersebut seperti kurva kriteria risiko pada Gambar 2.

Tabel 5. Parameter titik kinerja struktur

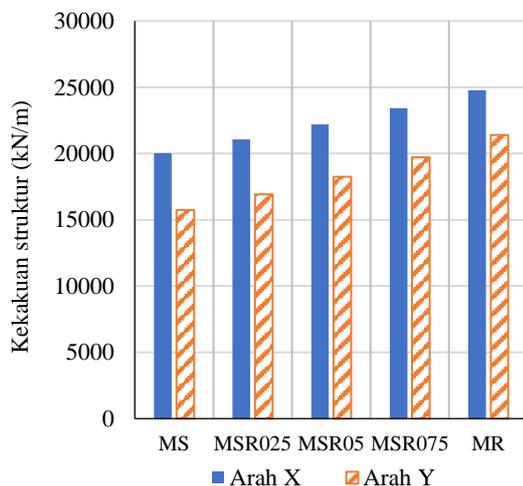
| Model          | $S_a$<br>(g) | $S_d$<br>(mm) | $\delta_t$<br>(mm) | $V_t$<br>(kN) |
|----------------|--------------|---------------|--------------------|---------------|
| <b>Sumbu X</b> |              |               |                    |               |
| MS             | 0,215        | 211,23        | 280,02             | 3.144,69      |
| MSR025         | 0,218        | 206,03        | 272,65             | 3.190,32      |
| MSR05          | 0,220        | 200,00        | 264,13             | 3.228,36      |
| MSR075         | 0,223        | 194,52        | 256,34             | 3.271,03      |
| MR             | 0,226        | 189,25        | 248,71             | 3.309,94      |
| <b>Sumbu Y</b> |              |               |                    |               |
| MS             | 0,171        | 211,27        | 286,32             | 2464,91       |
| MSR025         | 0,174        | 204,52        | 276,06             | 2509,87       |
| MSR05          | 0,177        | 196,85        | 264,62             | 2554,61       |
| MSR075         | 0,180        | 189,31        | 253,40             | 2597,45       |
| MR             | 0,182        | 182,59        | 243,32             | 2637,11       |

Rangkuman dari level kinerja struktur dari semua model yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 6 dimana model struktur MSR05, MSR075 dan MR memiliki level kinerja LS (*life safety*) sedangkan model struktur MS dan MSR025 mencapai CP (*collapse prevention*) walaupun dalam arah Y struktur ini mencapai level LS. Hal ini menunjukkan bahwa level kinerja LS pada struktur rangka RCS dapat dicapai dengan nilai *rigidity zone factor* antara 0.5-1.0. Tabel 6 juga menampilkan

jumlah sendi plastis yang terbentuk dan prosentasenya terhadap jumlah total sendi plastis yang didefinisikan pada setiap model yaitu 860 titik sendi plastis.

Tabel 6. Level kinerja struktur

| Model          | Jml sendi plastis | Persentase (%) | Level kinerja |
|----------------|-------------------|----------------|---------------|
| <b>Sumbu X</b> |                   |                |               |
| MS             | 135               | 15,68%         | CP            |
| MSR025         | 148               | 17,22%         | CP            |
| MSR05          | 152               | 17,70%         | LS            |
| MSR075         | 153               | 17,82%         | LS            |
| MR             | 166               | 19,29%         | LS            |
| <b>Sumbu Y</b> |                   |                |               |
| MS             | 140               | 16,26%         | LS            |
| MSR025         | 150               | 17,47%         | LS            |
| MSR05          | 155               | 18,08%         | LS            |
| MSR075         | 162               | 18,79%         | LS            |
| MR             | 167               | 19,45%         | LS            |



Gambar 9. Kekakuan elastis struktur RCS

Jumlah sendi plastis yang terjadi dapat dijadikan indikator kemampuan suatu struktur untuk menyerap dan memencarkan (disipasi) energi gempa. Pada saat tercapainya titik kinerja struktur, semua model hanya mampu membentuk sendi plastis kurang dari 20% dari yang terdefiniskan, namun demikian prosentasenya semakin meningkat dari model MS, MSR025, MSR05, MSR075, dan MR. Hal ini menunjukkan pemencaran energi gempa makin baik dengan meningkatnya nilai *rigidity zone factor* pada pertemuan balok-kolom struktur RCS.

### Kekakuan struktur

Kekakuan struktur yang ditinjau adalah kekakuan elastis struktur atau kekakuan struktur sebelum tercapainya leleh. Kekakuan ini dihitung dengan perbandingan gaya geser dasar ( $V_y$ ) dan

perpindahan struktur ( $\delta_y$ ) pada kondisi leleh. Kekakuan elastis struktur pada masing-masing model struktur RCS ditampilkan pada Gambar 7. Nilai kekakuan terbesar terjadi pada model MR yaitu 24.769,77 kN/m dalam Arah X dan 21.397,40 kN/m dalam arah Y. Kekakuan elastis struktur meningkat sesuai dengan peningkatan nilai *rigidity factornya*. Pada semua model struktur yang ditinjau menunjukkan bahwa kekakuan elastis struktur dalam arah X lebih besar daripada kekakuan elastis struktur dalam arah Y. Hal ini mungkin disebabkan oleh jumlah bentang dalam arah X lebih banyak daripada arah Y.

### Daktilitas struktur

Daktilitas struktur dari semua model yang ditinjau dapat dilihat dari nilai faktor daktilitas perpindahan masing-masing model tersebut. Nilai faktor daktilitas ini diperoleh dari perbandingan simpangan struktur pada kondisi ultimit ( $\delta_u$ ) dengan simpangan struktur saat terjadinya leleh pertama ( $\delta_y$ ). Nilai faktor daktilitas dari semua model struktur RCS yang ditinjau yang ditampilkan pada Tabel 7 menunjukkan bahwa nilai faktor daktilitas kurang dari 5,0 untuk struktur rangka daktail meskipun pada tahap desain semua model diperhitungkan sebagai SRPMK.

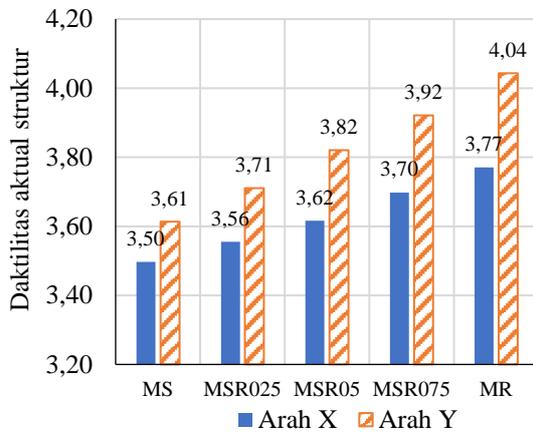
Hal ini mungkin terjadi karena kemampuan terbentuknya sendi plastis kurang baik seperti yang ditunjukkan pada Tabel 6 dimana hanya paling banyak 19,45% dari total potensi sendi plastis yang ada. Data pada Tabel 7

Tabel 7. Faktor daktilitas struktur

| Model struktur | $\delta_u$ (mm) | $\delta_y$ (mm) | Faktor daktilitas |
|----------------|-----------------|-----------------|-------------------|
| <b>Sumbu X</b> |                 |                 |                   |
| MS             | 319,585         | 91,384          | 3,497             |
| MSR025         | 316,556         | 89,030          | 3,556             |
| MSR05          | 313,364         | 86,660          | 3,616             |
| MSR075         | 311,591         | 84,273          | 3,697             |
| MR             | 308,713         | 81,866          | 3,771             |
| <b>Sumbu Y</b> |                 |                 |                   |
| MS             | 356,274         | 98,607          | 3,613             |
| MSR025         | 351,501         | 94,724          | 3,711             |
| MSR05          | 347,043         | 90,838          | 3,820             |
| MSR075         | 340,908         | 86,948          | 3,921             |
| MR             | 335,802         | 83,049          | 4,043             |

kemudian diplot pada Gambar 8 untuk melihat kecenderungan dari faktor daktilitas model struktur RCS yang ditinjau. Gambar 8 menunjukkan faktor daktilitas struktur arah X lebih kecil daripada arah Y. Hal ini disebabkan oleh deformasi ultimit ( $\delta_u$ ) arah Y jauh lebih besar daripada arah X meskipun deformasi lelehnya ( $\delta_y$ ) arah Y juga lebih besar.

Dari model struktur RCS yang ditinjau, nilai daktilitas meningkat dengan meningkatnya nilai *rigidity zone factor* yang dimiliki.



Gambar 10. Daktilitas aktual struktur RCS

## Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan terhadap lima model struktur RCS yaitu Model MS, MSR025, MSR05, MSR075 dan MR dengan variasi nilai *rigidity zone factor* yang berturut-turut yaitu 0; 0,25; 0,5; 0,75 dan 1, maka dapat diambil beberapa kesimpulan yaitu peningkatan nilai faktor kekakuan pertemuan rangka RCS meningkatkan kekakuan struktur RCS sehingga periode getar alami dan simpangan tingkat menurun, sedangkan gaya geser dasar dan daktilitasnya meningkat.

Level kinerja struktur *life safety* (LS) terjadi pada Model rangka RCS dengan *rigidity zone factor* lebih besar atau sama dengan 0,5 yaitu Model MSR05, MSR075 dan MR, sedangkan Model MS dan MSR025 menunjukkan level kinerja *collapse prevention* (CP). Kemampuan disipasi energi gempa dari semua model rangka RCS yang ditinjau termasuk kategori menengah dengan jumlah sendi plastis yang terjadi kurang dari 20% dari total sendi plastis yang didefinisikan pada setiap model struktur.

## Ucapan Terima Kasih

Penulis mengucapkan terima kasih kepada kolega di Program Studi Teknik Sipil Universitas Udayana atas masukannya dalam pelaksanaan penelitian dan penulisan karya ilmiah ini.

## Daftar Pustaka

AISC. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. In AISC 360-16. Chicago: American Institute of Steel Construction. <https://www.aisc.org>

[org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-16-1](https://www.aisc.org/Specification-for-Structural-Steel-Buildings-ANSIAISC-360-16-1)

ASCE Task Committee. (1994). Guidelines for design of joints between steel beams and reinforced concrete columns. *J Struct Eng ASCE*, 120(8), 2330-57. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:8\(2330\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:8(2330))

Badan Standarisasi Indonesia. (2013). *SNI 2847 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Indonesia. <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DetailSNI/9759>

Badan Standarisasi Nasional. (2013). *SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perencanaan bangunan gedung dan struktur lain*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional. <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DetailSNI/9810>

Badan Standarisasi Nasional. (2019). *SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional. <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DetailSNI/12762>

Bano, S. & Rahamath, A. (2017). Seismic performance assessment of RCS building by response spectrum and pushover analysis. *International Journal of Advances in Scientific Research and Engineering*, 3(1), 348-356. [https://www.academia.edu/26939805/Seismic\\_Performance\\_Assessment\\_of\\_RCS\\_Building\\_By\\_Pushover\\_Analysis](https://www.academia.edu/26939805/Seismic_Performance_Assessment_of_RCS_Building_By_Pushover_Analysis)

Cheng, C.T. & Chen C.C. (2005). Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections. *J. Constr. Steel Res.*, 61, 587-606. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2004.09.003>

Computer & Structures Inc. (CSI). 2016. *CSI Analysis Reference Manual for ETABS® 2016*. United State of America.

Fazli, H. (2019). Optimal performance-based seismic design of composite building frames of RC Columns and Steel Beams. *International Journal of Optimization in Civil Engineering*, 9(4), 611-628. <http://ijoc.e.iust.ac.ir/article-1-412-en.html>

FEMA. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (FEMA 440)*. Washington: Federal Emergency Management Agency.

Griffis, L.G. (1992). Composite Frame Construction, *Constructional Steel Design - An*

*International Guide*, Ed. Dowling *et al.*, Elsevier Applied Science, NY, pp. 523-554.

Kanno R. (1993). Strength, deformation, and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns. *Ph.D. dissertation* Ithaca, NY: Cornell University. <https://newcatalog.library.cornell.edu/catalog/2701326>

Kathuria, D., Yoshikawa, H., Nishimoto, S., Kawamoto, S., & Deierlein, G.G. (2015). *Design of composite RCS special moment frames*. Stanford: Department of Civil and Environmental Engineering. <https://purl.stanford.edu/mg641vv9076>

Liang X., Gustavo J. & Wight, J.K. (2004). *Seismic Behavior Of RCS Beam - Column - Slab Subassemblies Designed Following a Connection Deformation-Based Capacity Design Approach*. In 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada, August 1-6. [https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13\\_300.pdf](https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_300.pdf)

Li, W., Li Q.N., Jiang L., & Jiang W.S. (2011). Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures-state-of-the-art. *Composite Part B*, 42(2), 190-206. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2010.10.008>

Morshed, A.E. (2015). Seismic performance assessment of RCS building by pushover analysis. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*

(*IOSR-JMCE*), 12(1), Jan-Feb., 67-73. <http://iosrjournals.org/iosr-jmce/papers/vol12-issue1/Version-1/K012116773.pdf>

Parra-Montesinos G. & Wight J.K. (2000). Seismic response of exterior RC column-to-steel beam connections. *ASCE Journal Structural Engineering* 126(10), 1113-21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:10\(1113\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:10(1113))

Parra-Montesinos G. & Wight J.K. (2001). Modeling shear behavior of hybrid RCS beam-column connections. *ASCE Journal Structural Engineering*, 127(1), 3-11. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:1\(3\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:1(3))

Parra-Montesinos G., & Wight J.K. (2003). Towards deformation-based capacity design of RCS beam-column connections. *Engineering Structure*, 25(5), 681-90. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00177-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00177-3)

Seikh, T. M., Yura, Joseph A., & Jirsa, J.O. (1987). *Moment connection between steel beams and concrete columns*. Austin: University of Texas.

Yuliati, N.C.E., Murni, D.S., dan Wisnumurti, A. W. (2018). Comparative study of behaviour of reinforced concrete beam-column joints with reference to monolithic and non-monolithic connection. *MATEC Web of Conferences*, 195. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201819502021>