

## Tinjauan Nilai Faktor Modifikasi Respon ( $R$ ) dan Faktor Kuat Lebih ( $\Omega_0$ ) pada Struktur Gabungan Rangka Baja dan Rangka Beton Bertulang dengan Analisis Pushover

**Andy Prabowo**

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Tarumanagara  
Jl. Let. Jend. S. Parman No. 1 - Jakarta 11440. E-mail: andyprabowo.2011@gmail.com

**Yuskar Lase**

Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia  
Kampus Baru UI - DEPOK, E-mail: yuskar@eng.ui.ac.id

### Abstrak

Adanya peningkatan kebutuhan ruang yang semakin tinggi serta didukung oleh regulasi yang berlaku khususnya di daerah padat, memungkinkan perluasan vertikal bangunan. Perluasan vertikal seringkali dilakukan dengan menambah struktur rangka baja yang berdiri di atas struktur eksisting dari rangka beton bertulang. Sistem pemikul beban lateral pada struktur yang diperluas dapat menggunakan kinerja gabungan rangka momen baja dan rangka momen beton bertulang sebagai kesatuan sistem rangka momen. Adanya perbedaan material struktur mempengaruhi pemilihan nilai  $R$  (faktor modifikasi respon) untuk perhitungan beban gempa. Nilai  $R$  untuk kategori sistem rangka pemikul momen gabungan baja dan beton belum secara eksplisit diatur oleh SNI 1726:2012. Maka dari itu, tulisan ini bertujuan untuk meninjau nilai  $R$  serta  $\Omega_0$  (faktor kuat lebih) pada struktur gabungan rangka momen baja sebagai struktur atas dan struktur rangka beton bertulang sebagai struktur bawah. Tinjauan yang dilakukan terbatas pada struktur yang berada pada kondisi kegempaan seperti di Kota Jakarta dengan kondisi Tanah Lunak (SE). Nilai  $R$  pada struktur gabungan ditetapkan terlebih dahulu untuk melakukan perancangan elemen struktur. Kemudian dilakukan analisis pushover sehingga diperoleh kurva gaya terhadap deformasi struktur untuk memverifikasi nilai  $R$  dan  $\Omega_0$  yang mampu dicapai. Konsep yang dipakai dalam menghitung nilai  $R$  dan  $\Omega_0$  mengacu ATC-19 dan ATC-34 serta FEMA P-695.

**Kata-kata Kunci:** Faktor modifikasi respon, Faktor kuat lebih, Analisis pushover, Struktur gabungan.

### Abstract

A significant increasing of the space demand and supported by the applicable regulation especially in the congested areas, give the possibility to extend the building vertically. The extension can be done by adding the steel frame structures above the existing reinforced concrete structures. Thus, the lateral force resisting system of the steel and reinforced concrete hybrid structures relies on the acting performance of the steel and concrete moment frames concurrently. This structural material distinction implies the selection of  $R$  (Response Modification Factor) value. The  $R$  value for hybrid steel-concrete moment resisting frame system has not been stipulated on SNI 1726:2012. Therefore, this paper aims to review the  $R$  and  $\Omega_0$  (overstrength factor) value of the hybrid steel-concrete moment resisting frame systems where the steel frames stands above the concrete frames. The review is limited to the structures having similar seismic condition as Jakarta with soft soil condition (Site Class SE). The  $R$  value on the hybrid structures is determined prior to structural elements design. Pushover analysis is then performed in order to obtain the load versus deformation curve for the recalculation of  $R$  and  $\Omega_0$ . The calculation concept of  $R$  and  $\Omega_0$  follows ATC-19 and ATC-34 including FEMA P695.

**Keywords:** Response modification factor, Overstrength factor, Pushover analysis, Hybrid structures.

## 1. Pendahuluan

Kebutuhan ruang yang semakin tinggi di beberapa pusat kota besar mendorong terjadinya perluasan bangunan ke arah vertikal dengan menambah jumlah lantai. Penambahan jumlah lantai mengakibatkan terjadinya pening-

katan koefisien lantai bangunan sebagaimana didukung oleh regulasi yang berlaku khususnya di Kota Jakarta. Seringkali perluasan vertikal ini dilakukan dengan menambah struktur baja di atas struktur bangunan eksisting yang kebanyakan dari struktur beton bertulang bertingkat rendah ( $< 10$  lantai). Perluasan

bangunan menggunakan struktur baja dikarenakan relatif ringan dan mudah dibangun.

Sistem struktur yang umumnya dipakai pada struktur bangunan bertingkat rendah yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM). Penambahan struktur baja di atas struktur beton eksisting menghasilkan sistem rangka pemikul momen gabungan beton dan baja. Faktor daktilitas struktur dari sistem gabungan ini belum diatur secara eksplisit pada SNI 1726:2012. Faktor daktilitas struktur yang terkait dengan kriteria kekuatan struktur terdiri dari faktor modifikasi respon (R) dan faktor kuat lebih ( $\Omega_0$ ). Besarnya nilai R dan W<sub>o</sub> dipengaruhi oleh Kategori Desain Seismik (KDS) dimana stuktur akan dibangun.

Untuk Kota Jakarta yang memiliki KDS D, besarnya nilai faktor daktilitas SRPM dari beton bertulang maupun baja bernilai sama. Menurut SNI 1726:2012, SRPM yang terletak pada KDS D harus dirancang memenuhi kriteria Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Apabila struktur rangka beton pada struktur rangka gabungan didesain sebagai SRPMK, apakah struktur rangka baja yang berdiri di atas struktur beton harus didesain sebagai SRPMK juga? Berapakah nilai R sesungguhnya dari struktur rangka gabungan tersebut?

Untuk struktur yang belum diatur besarnya nilai faktor daktilitas struktur pada SNI 1726:2012, maka digunakan nilai estimasi R dan  $\Omega_0$  untuk melakukan perancangan struktur. Besarnya nilai R dan  $\Omega_0$  yang sebenarnya dimiliki struktur dapat diketahui dengan melakukan evaluasi terhadap hasil perancangan struktur menggunakan analisis *pushover*. Apabila nilai R dan  $\Omega_0$  dari hasil evaluasi relatif dengan estimasi awal maka perancangan struktur relatif akurat. Dengan demikian, dari hasil evaluasi yang dilakukan mampu menunjukkan besarnya nilai R dan  $\Omega_0$  yang realistis pada perancangan struktur gabungan yang dimaksud dalam studi ini.

## 2. Kajian Nilai R dan $\Omega_0$ Menurut ATC-19 dan ATC-34

Sesuai dengan peraturan desain tahan gempa pada umumnya, besarnya beban gempa yang timbul dari inersia massa struktur dapat direduksi menggunakan nilai R menjadi beban gempa rencana. Semakin besar nilai R mengakibatkan semakin kecil beban gempa rencana. Nilai R yang besar perlu dijamin oleh kemampuan struktur untuk berperilaku daktil saat terjadi beban gempa yang lebih besar dari yang direncanakan.

Sejak akhir 1970an, faktor R pertama kali dikenalkan melalui ATC-3-06 (1978). Besarnya faktor R yang termuat di peraturan seringkali hanya didasarkan pengalaman empiris dan hanya memberikan pema-

haman kualitatif mengenai respon struktur yang diharapkan oleh peraturan. Sejak pertengahan 90an hingga saat ini, para peneliti terus melakukan studi akan kelayakan dan pembuktian nilai R yang terdapat di peraturan serta beberapa parameter kunci yang mempengaruhi serta membentuk nilai R.

Menurut ATC-19 (1995a) dan ATC-34 (1995b) nilai R merupakan hasil perkalian dari 3 faktor, yaitu:

$$R = R_s R_\mu R_R \quad (1)$$

Dimana  $R_s$  merupakan faktor kekuatan (*strength factor*),  $R_\mu$  merupakan faktor daktilitas (*ductility factor*), dan  $R_R$  merupakan faktor redundansi (*redundancy factor*). Ketiga faktor tersebut dipengaruhi oleh periode getar struktur.

Efek ketidakberaturan horisontal dan vertikal serta torsi pada struktur belum menjadi pertimbangan pada **Persamaan (1)**. Adanya ketidakberaturan ini mengakibatkan nilai R menjadi lebih kecil dibandingkan struktur yang beraturan sehingga beban gempa menjadi lebih besar dan mengurangi ketidakpastian dari respon non linier struktur yang tidak beraturan.

Faktor  $R_s$  serupa dengan faktor kuat lebih struktur ( $\Omega_0$ ) seperti pada ASCE 7-10. Faktor  $R_s$  yang lebih besar dari 1 menunjukkan bahwa struktur mampu menyerap beban gempa hingga keseluruhan elemen struktur mencapai pelelehan ( $V_{max}$ ) dan melebihi beban gempa rencana ( $V_d$ ). Besarnya faktor  $R_s$  dihitung dari **Persamaan (2)**.

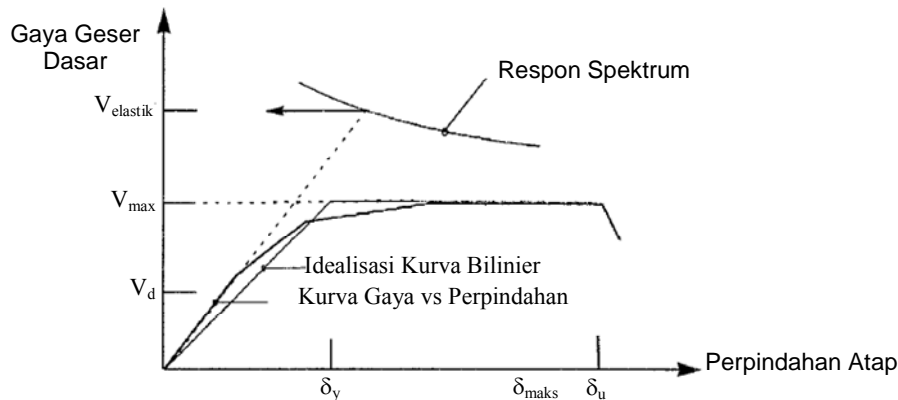
$$R_s = \frac{V_{max}}{V_d} \quad (2)$$

ATC-19 (1995a) dan ATC-34 (1995b) memberikan simbol  $V_0$  sebagai pengganti  $V_{max}$ .

Untuk memperoleh nilai gaya geser dasar pada saat struktur mengalami leleh pertama ( $V_y$ ) dilakukan penyederhanaan kurva gaya terhadap perpindahan menjadi kurva bilinear. Kurva gaya terhadap perpindahan ini dapat diperoleh dengan bantuan analisis *pushover*. Proses idealisasi kurva bilinear menggunakan teori *equal energy* yaitu dengan mengasumsikan bahwa luas daerah tertutup di atas kurva bilinear sama dengan di bawah kurva bilinear. **Gambar 1** memberikan contoh kurva gaya geser dasar terhadap perpindahan atap sebagaimana hasil analisis *pushover*.

Nilai  $R_\mu$  merupakan fungsi dari rasio daktilitas perpindahan ( $\mu$ ). Besarnya  $\mu$  lebih dipengaruhi oleh nilai  $\delta_{maks}$  dari pada nilai  $\delta_u$  seperti terlihat pada **Persamaan 3**. Nilai  $\delta_{maks}$  merupakan batas maksimal perpindahan struktur sebagaimana diijinkan oleh peraturan (FEMA 356, FEMA 440, ASCE 7-10). Sedangkan nilai  $\delta_u$  merupakan nilai perpindahan *ultimate* yang dicapai oleh struktur sesaat sebelum runtuh.

$$\mu = \frac{\delta_{maks}}{\delta_u} \quad (2)$$



Gambar 1. Contoh kurva gaya geser dasar versus perpindahan atap (Whittaker, et al., 1999)

ATC-19 (1995a, 1995b) memberikan beberapa persamaan untuk mencari nilai  $R_\mu$ . Persamaan yang diberikan menggunakan asumsi apabila struktur gedung berlantai dapat dimodelkan sebagai sistem dengan 1 derajat kebebasan (SDOF). Salah satu persamaan yang dapat digunakan untuk memperoleh nilai  $R_\mu$  dengan memperhatikan kondisi tanah pada lokasi struktur (Miranda dan Bertero, 1994) yaitu:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \tag{4}$$

Besarnya nilai  $\Phi$  pada **Persamaan (4)** bergantung dari jenis kondisi tanah pada lokasi struktur.

untuk kondisi tanah batuan:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-1.5(\ln(T) - 0.6)^2} \tag{5}$$

untuk kondisi tanah aluvial:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \tag{6}$$

untuk kondisi tanah lunak:

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{-3(\ln(T/T_g) - 0.25)^2} \tag{7}$$

Dimana:  $T$  = waktu getar fundamental struktur dan  $T_g$  = waktu getar *predominant* gerakan tanah.

Faktor redundansi ( $R_R$ ) dipengaruhi oleh jumlah struktur pemikul beban gempa yang dipakai pada masing-masing arah. Rekomendasi Whittaker, et al. (1999) mengatakan jika redundansi minimum pada bangunan tercapai apabila terdapat minimal 4 buah sistem rangka penahan gempa pada setiap arahnya (ATC-19, 1995a; ATC-34, 1995b; Whittaker, et al., (1999). Seluruh rangka penahan gempa pada struktur yang memiliki kontribusi yang hampir sama dalam menahan gempa (*strength and deformation compatible*) menjadikan seluruh rangka penahan gempa tersebut memiliki kontribusi terhadap derajat redundansi struktur (Whittaker, et al., 1999).

Tabel 1. Usulan faktor redundansi (ATC-19, 1995a)

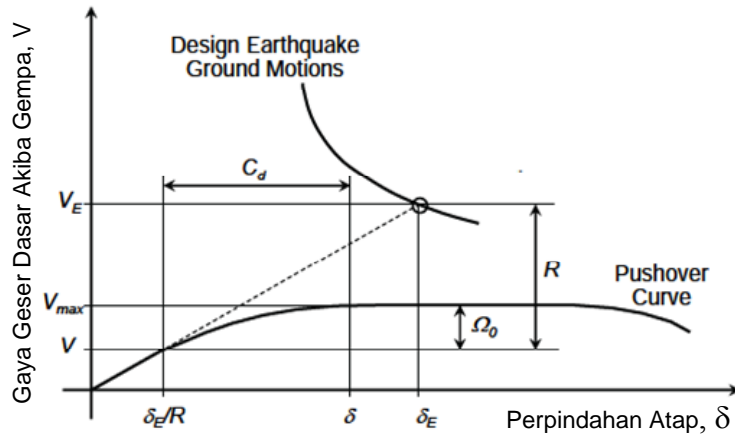
Jumlah rangka penahan gempa	Usulan nilai $R_R$
2	0.71
3	0.86
<sup>3</sup> 4	1

ATC-19 (1995a) memberikan rekomendasi nilai  $R_R$  seperti pada **Tabel 1** seperti juga pada ATC-34 (1995b) dan Whittaker, et al. (1999). Semakin sedikit jumlah rangka penahan gempa pada struktur maka faktor  $R_R$  akan semakin kecil yang berakibat semakin tingginya beban gempa yang akan diberikan pada struktur.

Baik ATC-19 (1995a), ATC-34 (1995b), maupun Whittaker, et al. (1999) menyadari masih ada faktor lain yang mempengaruhi nilai  $R$  secara kualitatif dan tidak secara langsung mempengaruhi **Persamaan (1)**. Beberapa faktor seperti ketinggian bangunan, denah bangunan, faktor resiko bangunan, serta zona gempa hendaknya perlu disertakan saat melakukan evaluasi menyeluruh terhadap nilai  $R$  yang dimuat di peraturan.

### 3. Kajian Nilai $R$ dan $\Omega_0$ Menurut FEMA P-695

Sampai dengan keluarnya ASCE 7-10, nilai faktor daktilitas struktur masih didasarkan pada *judgement* akan perilaku bangunan yang didesain secara daktil dari pengalaman gempa-gempa di masa lampau. ASCE 7-10 menjelaskan perlunya penelitian dan kajian mengenai nilai faktor daktilitas struktur. Perhitungan ulang besarnya faktor daktilitas struktur seperti yang dimaksud pada bagian penjelasan ASCE 7-10 merujuk pada FEMA P-695 (2009). Definisi dari faktor daktilitas struktur yang terdapat pada ASCE 7-10 memiliki kesamaan dengan FEMA P-695 (2009) sehingga metodologi yang diberikan cukup relevan dengan desain struktur tahan gempa saat ini.



Gambar 2. Definisi faktor daktilitas struktur dari kurva V-δ (FEMA P-695, 2009)

Sama seperti ATC-19 dan ATC-34, untuk dapat melakukan perhitungan ulang faktor daktilitas struktur menggunakan FEMA P-695 (2009) maka diperlukan kurva gaya terhadap perpindahan struktur (V-δ) yang dapat diperoleh dari analisis *pushover*. Adanya kurva V-δ seperti pada Gambar 2, dapat menggambarkan perilaku struktur mulai kondisi elastik hingga mencapai kondisi inelastik saat struktur hampir runtuh. Apabila struktur belum menunjukkan kondisi inelastik maka akan sulit dilakukan perhitungan faktor daktilitas struktur karena kurva V-δ masih berupa garis lurus diagonal dan belum menjadi kurva dengan garis parabolik.

Berdasarkan Gambar 2 yang diambil dari FEMA P-695 (2009), besarnya faktor modifikasi respon (R) dapat diperoleh dari Persamaan (8) berikut ini:

$$R = \frac{V_E}{V} \quad (8)$$

Nilai  $V_E$  merupakan besarnya gaya gempa pada struktur agar berperilaku elastik penuh yaitu terjadi ketika nilai  $R = 1$ . Sedangkan  $V$  merupakan beban gempa rencana yang diberikan pada perancangan struktur. Selain kurva V-δ, pada Gambar 2 juga terdapat kurva *design earthquake ground motion* yang menunjukkan kurva *demand*.

Nilai  $\Omega_0$  pada Gambar 2 dapat dihitung dari persamaan:

$$\Omega_0 = \frac{V_{max}}{V} \quad (9)$$

$V_{max}$  merupakan besarnya gaya gempa maksimum yang mampu dipikul oleh struktur hingga seluruh elemen struktur mengalami pelepasan. Semakin besar nilai  $\Omega_0$  menunjukkan struktur memiliki kapasitas lebih yang semakin besar sehingga menghasilkan gaya gempa yang diperlukan agar keseluruhan elemen struktur mengalami pelepasan juga semakin besar. Nilai  $\Omega_0$  digunakan dalam mengamplifikasi gaya-gaya dari struktur atas ke struktur bawah guna perancangan basemen/fondasi. Tujuannya untuk menjamin agar

struktur bawah tidak mengalami kegagalan lebih awal dibanding struktur di atasnya.

Sementara nilai faktor pembesar perpindahan ( $C_d$ ) dapat diperoleh dengan persamaan:

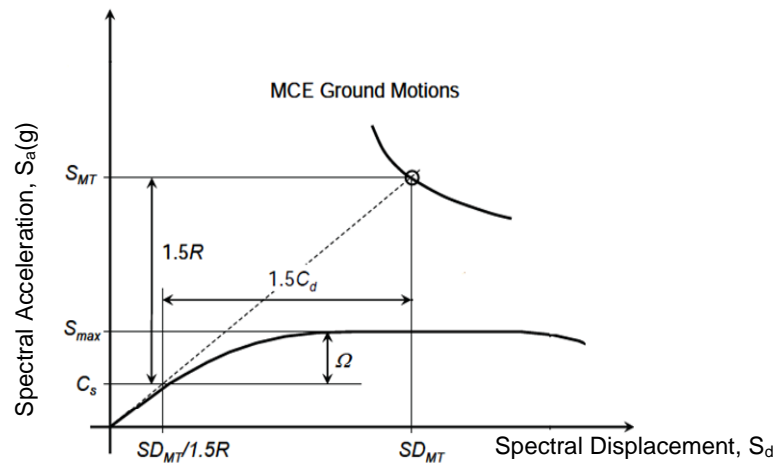
$$C_d = \frac{\delta}{\delta_E/R} \quad (10)$$

Nilai  $\delta$  merupakan merupakan nilai perpindahan saat struktur mulai mencapai kondisi leleh. Sedangkan nilai  $\delta_E/R$  merupakan besarnya perpindahan saat struktur dikenakan beban gempa rencana sebesar  $V$ .

Nilai keseluruhan faktor daktilitas struktur pada Gambar 2 baru dapat secara langsung diperoleh apabila kita mempunyai kurva *demand* yang digambar bersamaan dengan kurva V-δ (kurva kapasitas). Kurva *demand* diperoleh dari grafik respon spektrum percepatan gempa pada struktur yang selalu dinyatakan sebagai fungsi spektral percepatan ( $S_a$ ) terhadap waktu getar ( $T$ ). Dengan demikian kurva *demand* memiliki pendekatan yang berbeda dengan kurva kapasitas sehingga timbul masalah apabila kedua kurva digambar secara bersama-sama.

FEMA P-695 (2009) memberikan alternatif agar kurva *demand* dan kapasitas dirubah ke dalam format ADRS (*Acceleration Displacement Respon Spectra*). Kurva ADRS dinyatakan sebagai fungsi *Spectral Acceleration*,  $S_a$  (ordinat) terhadap *Spectral Displacement*,  $S_d$  (absis). Kurva *demand* dan kapasitas dalam format ADRS yang digambarkan pada satu grafik dapat dilihat pada Gambar 3.

Kurva kapasitas dari hasil *pushover* dalam fungsi V-δ dapat diubah secara otomatis ke dalam fungsi  $S_a$ - $S_d$  apabila analisis *pushover* menggunakan *software* seperti ETABS. Konversi ke dalam format ADRS didasarkan pada asumsi apabila 100% berat efektif seismik,  $W$ , berpartisipasi pada waktu getar fundamental struktur,  $T$  sesuai dengan persamaan 12.8-1 dari ASCE 7-05 (FEMA, 2009). Kurva *demand* (MCE



Gambar 3. Definisi faktor daktilitas struktur dari kurva ADRS

Ground Motions) merupakan kurva respon spektrum yang secara otomatis dapat di-generate oleh software. Kurva ini dibuat dengan memasukkan nilai  $C_a$  dan  $C_v$  yang bersesuaian dengan grafik respon spektrum gempa dengan periode ulang 2500 tahunan.

Nilai  $S_{MT}$  pada Gambar 3 merupakan nilai  $S_a$  dari gempa dengan periode ulang 2500 tahun pada periode struktur sebesar,  $T$ . Nilai  $S_{max}$  berhubungan dengan besarnya gaya geser dasar maksimum yang dicapai oleh struktur saat mengalami pelelehan sepenuhnya ternormalisasi terhadap  $W$ . Sedangkan nilai  $C_s$  berasal dari koefisien respon seismik desain.

Berdasarkan Gambar 3, maka nilai faktor daktilitas struktur dapat diperoleh dari Persamaan (11) dan (12) berikut ini:

$$1.5R = \frac{S_{MT}}{C_s} \tag{11}$$

$$\Omega_o = \frac{S_{max}}{C_s} \tag{12}$$

Faktor 1.5 pada Persamaan 11 dapat diartikan apabila keruntuhan bangunan dimungkinkan terjadi apabila terjadi gempa sebesar 1.5 kali nilai design ground motion (ICC, 2012).

Besarnya nilai  $C_d$  pada Gambar 3 mungkin saja sama besar dengan nilai  $R$ . Menurut teori equal displacement, hal ini dapat terjadi pada struktur yang memiliki redaman efektif sebesar 5% yang dipakai untuk memperoleh respon spectral acceleration dan spectral

displacement (FEMA, 2009). Struktur dengan redaman lebih dari 5% maka akan memiliki nilai  $C_d$  kurang dari nilai  $R$  akibat dari faktor pengali nilai  $R$  seperti pada bab 18 di ASCE 7-10.

#### 4. Perancangan Struktur Gabungan

Struktur gedung yang digunakan untuk melakukan kajian faktor daktilitas struktur gabungan baja-beton terdiri dari 6 lantai. Struktur berada di kota Jakarta dengan kondisi tanah lunak (SE). Kategori desain seismik (KDS) struktur masuk ke dalam kategori D. Apabila digunakan sistem rangka pemikul momen, maka baik pada struktur baja maupun struktur beton harus menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menurut ASCE 7-10/SNI 1726:2012. Respon spektrum pada struktur diambil dari website <http://puskim.pu.go.id> dan digunakan untuk melakukan analisis beban gempa. Analisis struktur dilakukan menggunakan ETABS versi 9.6.0

Simulasi numerik dilakukan dengan memvariasikan jumlah lantai yang menggunakan rangka baja serta variasi terhadap jenis hubungan baja-beton. Untuk model yang hubungan tipe rigid dinotasikan Ri sedangkan untuk hubungan tipe semi rigid dinotasikan SRi. Model dengan hubungan tipe sendi dinotasikan Si. Notasi “i” menunjukkan jumlah lantai yang menggunakan rangka baja. Sehingga secara total terdapat 9 variasi pemodelan dengan rincian seperti Tabel 2.

Tabel 2. Variasi pemodelan

Model	R3	SR3	S3	R2	SR2	S2	R1	SR1	S1
Jumlah Lantai Beton	3	3	3	4	4	4	5	5	5
Jumlah Lantai Baja	3	3	3	2	2	2	1	1	1
Hubungan Kolom Baja dan Beton	Rigid	Semi Rigid	Sendi	Rigid	Semi Rigid	Sendi	Rigid	Semi Rigid	Sendi

Denah struktur beton dan struktur baja serta portal arah pendek bangunan dapat dilihat pada **Lampiran 1, 2, dan 3**. Untuk struktur beton, dimensi yang dipakai tetap sama pada seluruh model sedangkan untuk struktur baja ada perbedaan. Perbedaan dimensi struktur baja dipengaruhi oleh pemodelan sambungan antara baja dan beton.

Sambungan tipe rigid dimodelkan dengan memberikan *moment restrained* di bagian dasar kolom baja sedangkan tipe sendi dimodelkan dengan memberikan *moment release*. Untuk sambungan tipe semi rigid, dimodelkan dengan menggunakan *non-linear link* (seperti pegas) menghubungkan kolom baja dan kolom beton. Kekakuan pegas dihitung berdasarkan desain sambungan menggunakan gaya-gaya dalam kolom baja dari model dengan sambungan rigid. Faktor  $\Omega_o$  untuk desain sambungan yaitu 1.5. Faktor sebesar 1.5 dianggap nilai yang optimal dari segi desain dan kinerja mengacu pada penelitian Prabowo (2015). Desain sambungan mengikuti *AISC design guide* seri 1 dan perhitungan kekakuan sambungan *base plate* mengikuti Kavinde, et al. (2012)

Perancangan struktur gabungan didasarkan pada nilai  $R = 6$  dengan rangka beton dirancang sebagai SRPMK dan rangka baja sebagai SRPMM (Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah). SRPMK beton berada di setiap as bangunan. Kolom baja hanya menerima momen memutar sumbu kuat profil sehingga hanya terjadi momen uniaksial di kolom dan sambungan. Perbedaan sistem pemikul beban gempa yang dipakai pada rangka beton dan baja didasarkan pada alasan berikut:

1. Struktur beton sebagai struktur bawah didesain lebih daktail dari struktur baja. Hal ini juga didasarkan pada nilai deformasi maksimal pada pemodelan sendi plastis di elemen rangka beton yang lebih kecil dibanding rangka baja. Apabila rangka baja didesain secara daktail penuh, rangka baja sulit mengalami pelelehan sementara rangka beton sudah mengalami pelelehan signifikan.
2. Keterbatasan profil H sebagai kolom baja untuk memenuhi syarat penampang kompak elemen daktail khusus serta ketentuan *strong column weak beam* sesuai ketentuan AISC 341-10.

Untuk nilai  $C_d$  ditentukan sebesar 5.0 lebih kecil sedikit dari nilai  $C_d$  untuk SRPMK. Sifat struktur rangka baja yang lebih fleksibel akan sulit memenuhi kriteria simpangan antar lantai SRPMK apabila menggunakan nilai  $C_d$  sebesar 5.5. Faktor  $\Omega_o$  dipakai untuk perancangan kolom baja dan diasumsikan sebesar 3.0. Setelah perancangan struktur yaitu berupa pemeriksaan dimensi struktur, maka selanjutnya dapat dilakukan analisis *pushover*.

### 5. Analisis Pushover Struktur Gabungan dan Evaluasi Kinerjanya

Untuk melakukan analisis *pushover* menggunakan ETABS maka terlebih dahulu ditentukan pola beban lateral yang akan dipakai, yaitu: Pola akselerasi merata sebagai **Pola 1** dan Pola ragam tinggi sebagai **Pola 2**. Pola ragam tinggi mengikuti pola beban lateral dari hasil analisis dinamik di ETABS menggunakan 18 ragam getar.

Sendi plastis momen ( $M3$ ) dimodelkan pada balok sedangkan pada kolom dimodelkan sendi plastis aksial momen ( $PMM$ ). Pemodelan sendi plastis mengacu pada tabel yang terdapat pada FEMA 356 dimana untuk rangka baja mengikuti tabel 6-7 serta 6-8 sedangkan untuk struktur beton mengikuti tabel 5-6. Sendi plastis momen sama untuk keseluruhan balok sedangkan untuk kolom bisa berbeda karena dipengaruhi oleh gaya aksial yang bekerja. Pada model yang memiliki hubungan semi rigid antara baja dan beton, pegas (*link*) dimodelkan hingga berperilaku non linier serta inelastik. Pemodelan non linier pada elemen *link* seperti yang dilakukan oleh Prabowo (2015).

Evaluasi kinerja dilakukan dengan terlebih dahulu memeriksa nilai perpindahan target (*target displacement*). Nilai perpindahan target berturut-turut dari yang terbesar hingga yang terkecil adalah yang dihitung menurut FEMA 356, FEMA 440, SNI 1726:2012, dan terakhir ATC-40 (1996). Perpindahan target menurut SNI 1726:2012 dihitung dengan cara mengalikan nilai perpindahan elastik struktur dengan faktor  $C_d$ . Nilai perpindahan target dari keempat peraturan dapat dilihat pada **Tabel 3**.

**Tabel 3. Perpindahan target struktur**

Variasi Model	FEMA 356		FEMA 440		SNI 1726:2012		ATC-40 Pola 1		ATC-40 Pola 2	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
R3	0,346	0,349	0,288	0,290	0,268	0,271	0,208	0,202	0,248	0,252
SR3	0,343	0,347	0,286	0,289	0,266	0,270	0,208	0,201	0,249	0,252
S3	0,428	0,458	0,357	0,382	0,297	0,314	0,228	0,247	0,263	0,268
R2	0,296	0,294	0,247	0,245	0,248	0,248	0,208	0,188	0,250	0,236
SR2	0,295	0,294	0,246	0,245	0,246	0,247	0,207	0,187	0,249	0,236
S2	0,348	0,344	0,290	0,286	0,275	0,277	0,213	0,207	0,250	0,260
R1	0,279	0,278	0,232	0,232	0,214	0,221	0,205	0,184	0,253	0,218
SR1	0,278	0,278	0,232	0,232	0,212	0,218	0,204	0,184	0,252	0,218
S1	0,284	0,287	0,236	0,239	0,239	0,258	0,202	0,192	0,247	0,240

Untuk melakukan evaluasi kinerja diambil nilai perpindahan maksimal target, yaitu perpindahan target menurut FEMA 356. Namun demikian, nilai perpindahan target menurut SNI 1726:2012 juga dipakai untuk mengevaluasi kinerja struktur terhadap peraturan gempa yang sedang berlaku saat ini. Hasil analisis *pushover* menunjukkan apabila keseluruhan model mampu mencapai perpindahan inelastik sebesar 150% dari nilai perpindahan target kecuali model S3. Besarnya nilai perpindahan di titik kontrol dari hasil evaluasi perpindahan target dipengaruhi pola beban lateral yang dipakai dapat dilihat pada **Tabel 4**.

Berdasarkan **Tabel 4**, dapat diketahui apabila nilai perpindahan *ultimate* terbesar diakibatkan oleh hubungan sendi (model Si) pada setiap variasi jumlah lantai rangka baja pada struktur gabungan. Pada model S3 tidak diperoleh nilai perpindahan ultimit di sekitar perpindahan target FEMA 356 dikarenakan nilai perpindahan maksimal dari analisis *pushover* model S3 masih di bawah nilai perpindahan target. Kecuali model S3, keseluruhan model memenuhi memiliki target perpindahan melebihi nilai maksimum perpindahan inelastik yang diijinkan oleh peraturan.

Setelah dilakukan evaluasi terhadap perpindahan target, maka berikutnya dilakukan evaluasi level kinerja struktur saat mencapai nilai perpindahan seperti pada **Tabel 4**. Level kinerja struktur yang ditampilkan pada **Tabel 5** adalah menurut FEMA 356 dan SNI 1726:2012.

Dari **Tabel 5**, diperoleh level kinerja struktur melampaui *collapse prevention* (CP) yaitu level **C-D** dan **D-E** dari hasil evaluasi menurut FEMA 356. Hal ini dikarenakan nilai target perpindahan dari FEMA 356 yang cukup besar. Namun demikian, akibat pola 2 level kinerja struktur pada hampir keseluruhan model menunjukkan kinerja yang cukup baik, maksimal berada di level CP. Level kinerja melampaui level CP menunjukkan apabila struktur mengalami keruntuhan sehingga memiliki kinerja yang kurang memuaskan.

Pengaruh pola beban lateral pada level kinerja struktur terlihat di **Tabel 5**. Hasil evaluasi dengan menggunakan pola 2 lebih menunjukkan kinerja yang memuaskan ketimbang pola 1. Hal ini dikarenakan pada pola 1 sulit untuk memperoleh informasi kondisi struktur di sekitar target perpindahan. Nilai perpindahan yang diperoleh dari kurva *pushover* berada cukup jauh dengan nilai target perpindahan sehingga level kinerja yang diperoleh menjadi kurang akurat. Dengan demikian, penentuan evaluasi kinerja struktur lebih tepat apabila menggunakan pola 2.

Level kinerja struktur gabungan pada setiap model menurut SNI 1726:2012 akibat pola 2 berada di *life safety* (LS) baik portal arah X maupun portal arah Y. Hal ini memenuhi kriteria level kinerja struktur SNI 1726:2012. Untuk evaluasi menurut FEMA 356, kinerja struktur gabungan berada di level LS kecuali untuk model S3 akibat pola 2. Setelah mengetahui level kinerja struktur yang cukup memuaskan, maka selanjutnya perlu dilakukan pemeriksaan terhadap nilai estimasi dari faktor daktilitas struktur.

**Tabel 4. Hasil evaluasi perpindahan target**

Variasi Model	Evaluasi Menurut FEMA 356				Evaluasi Menurut SNI 1726:2012			
	Arah X		Arah Y		Arah X		Arah Y	
	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2
R3	0,377	0,345	0,396	0,342	0,325	0,304	0,396	0,289
SR3	0,377	0,352	0,399	0,399	0,324	0,303	0,399	0,291
S3	-	-	0,452	0,466	0,347	0,312	0,347	0,365
R2	0,306	0,327	0,326	0,287	0,306	0,327	0,326	0,287
SR2	0,306	0,327	0,326	0,292	0,306	0,327	0,321	0,284
S2	0,383	0,413	0,379	0,355	0,325	0,311	0,279	0,319
R1	0,363	0,323	0,345	0,362	0,241	0,273	0,269	0,253
SR1	0,403	0,323	0,323	0,444	0,284	0,272	0,323	0,254
S1	0,298	0,302	0,354	0,340	0,298	0,252	0,260	0,340

**Tabel 5. Evaluasi level kinerja struktur**

Variasi Model	Evaluasi Menurut FEMA 356				Evaluasi Menurut SNI 1726:2012			
	Arah X		Arah Y		Arah X		Arah Y	
	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2	Pola 1	Pola 2
R3	C-D	IO-LS	LS-CP	IO-LS	LS-CP	IO-LS	LS-CP	IO-LS
SR3	C-D	IO-LS	C-D	IO-LS	LS-CP	IO-LS	LS-CP	IO-LS
S3	-	-	IO-LS	IO-LS	C-D	IO-LS	IO-LS	IO-LS
R2	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS
SR2	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS
S2	C-D	IO-LS	LS-CP	IO-LS	LS-CP	IO-LS	IO-LS	IO-LS
R1	LS-CP	IO-LS	C-D	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS
SR1	C-D	IO-LS	IO-LS	LS-CP	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS
S1	IO-LS	IO-LS	D-E	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS	IO-LS

**6. Hasil Verifikasi Nilai R dan Ω<sub>o</sub> Menurut ATC-19 dan ATC-34**

Dari analisis *pushover* yang dilakukan pada 9 variasi model maka diperoleh 9 kurva kapasitas seperti **Gambar 1** untuk masing-masing pola beban lateral. Kurva kapasitas tersebut perlu disederhanakan menjadi kurva bilinear untuk memperoleh nilai V<sub>y</sub>, δ<sub>y</sub>, dan δ<sub>maks</sub> seperti didefinisikan pada **Gambar 1**. Besarnya ketiga parameter tersebut disajikan pada **Tabel 6** dan **7**. Nilai V<sub>d</sub> tidak dipengaruhi oleh pola beban lateral karena merupakan hasil analisis linier. Besarnya δ<sub>maks</sub> diambil dari nilai target perpindahan menurut SNI 1726:2012.

Nilai R<sub>m</sub> diperoleh dengan menggunakan persamaan yang diberikan oleh Miranda dan Bertero (1994)

dengan asumsi kondisi tanah lunak. Persamaan mencari R<sub>m</sub> dapat dilihat pada **Persamaan 4** dan **5**. **Tabel 8** menunjukkan nilai parameter yang diperlukan untuk mencari nilai R<sub>m</sub> beserta hasil perhitungan R<sub>m</sub> untuk 9 variasi pemodelan. Nilai R<sub>m</sub> pada ATC-19 memiliki posisi yang sama dengan R<sub>d</sub> pada FEMA P-695 (2009).

Faktor ketiga yang mempengaruhi nilai R yaitu R<sub>R</sub> yang dapat ditentukan nilainya sebesar 1. Hal ini dikarenakan terdapat 4 sistem pemikul beban gempa pada setiap arahnya dimana masing-masing sistem memiliki kontribusi yang sama dalam menahan beban gempa akibat aksi diafragma kaku dari lantai. Dengan demikian, besarnya nilai R hanya ditentukan dari hasil perkalian R<sub>s</sub> dan R<sub>m</sub>. Faktor Ω<sub>o</sub> diambil dari nilai R<sub>s</sub>. Hasil verifikasi nilai R dan Ω<sub>o</sub> menurut ATC-19 dan ATC-34 disajikan pada **Tabel 9**.

**Tabel 6. Nilai V<sub>y</sub>, V<sub>d</sub>, dan R<sub>s</sub> untuk setiap variasi pemodelan**

Variasi Model	V <sub>y</sub> (kN)				V <sub>d</sub> (kN)		R <sub>s</sub>			
	Pola 1		Pola 2		Pola 1		Pola 1		Pola 2	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
R3	5800	6900	5040	6080	2903	2910	2,00	2,37	1,74	2,09
SR3	5900	7000	5000	5900	2917	2915	2,02	2,40	1,71	2,02
S3	5600	7000	5000	5800	2910	2940	1,92	2,38	1,72	1,97
R2	6100	7600	4800	6400	3064	3088	1,99	2,46	1,57	2,07
SR2	6200	7600	4800	6800	3089	3100	2,01	2,45	1,55	2,19
S2	6000	7400	5400	6240	3042	3054	1,97	2,42	1,78	2,04
R1	6400	7600	5100	6600	3153	3137	2,03	2,42	1,62	2,10
SR1	6600	7600	5100	6560	3159	3151	2,09	2,41	1,61	2,08
S1	6400	7500	5100	6400	3188	3240	2,01	2,31	1,60	1,98

**Tabel 7. Nilai δ<sub>y</sub> dan δ<sub>maks</sub> untuk setiap variasi pemodelan**

Variasi Model	δ <sub>y</sub> (m)				δ <sub>maks</sub> (m)			
	Pola 1		Pola 2		Pola 1		Pola 2	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
R3	0,110	0,125	0,150	0,176	0,268	0,271	0,268	0,271
SR3	0,110	0,130	0,140	0,176	0,266	0,270	0,266	0,270
S3	0,150	0,190	0,170	0,210	0,297	0,314	0,297	0,314
R2	0,080	0,095	0,100	0,128	0,248	0,248	0,248	0,248
SR2	0,080	0,100	0,100	0,128	0,246	0,247	0,246	0,247
S2	0,110	0,130	0,150	0,192	0,275	0,277	0,275	0,277
R1	0,070	0,080	0,070	0,096	0,214	0,221	0,214	0,221
SR1	0,070	0,080	0,072	0,096	0,212	0,218	0,212	0,218
S1	0,070	0,080	0,090	0,132	0,239	0,258	0,239	0,258

**Tabel 8. Hasil Perhitungan R<sub>m</sub> untuk setiap variasi pemodelan**

Variasi Model	T <sub>fundamental</sub> (detik)		F <sub>tanah lunak</sub>		μ		R <sub>μ</sub>		Pola 1		Pola 2	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
	R3	1,479	1,491	0,806	0,811	2,43	2,16	1,78	1,54	2,78	2,43	1,97
SR3	1,466	1,484	0,799	0,808	2,42	2,08	1,90	1,53	2,78	2,33	2,13	1,66
S3	1,832	1,960	0,956	0,993	1,98	1,65	1,75	1,49	2,03	1,65	1,78	1,50
R2	1,268	1,260	0,705	0,702	3,10	2,61	2,48	1,94	3,98	3,29	3,10	2,34
SR2	1,261	1,256	0,702	0,701	3,08	2,47	2,46	1,93	3,95	3,10	3,08	2,33
S2	1,487	1,470	0,809	0,801	2,50	2,13	1,83	1,44	2,85	2,41	2,03	1,55
R1	1,191	1,191	0,678	0,678	3,05	2,76	3,05	2,30	4,02	3,59	4,02	2,91
SR1	1,190	1,189	0,678	0,677	3,03	2,73	2,94	2,27	3,99	3,55	3,87	2,88
S1	1,214	1,228	0,685	0,690	3,41	3,23	2,65	1,95	4,51	4,23	3,41	2,38



Tabel 9. Hasil verifikasi nilai R dan  $\Omega_0$  menurut ATC-19 dan ATC-34

Variasi Model	R				$\Omega_0$			
	Pola 1		Pola 2		Pola 1		Pola 2	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
R3	5,55	5,77	3,42	3,47	2,00	2,37	1,74	2,09
SR3	5,61	5,60	3,65	3,36	2,02	2,40	1,71	2,02
S3	3,90	3,94	3,06	2,95	1,92	2,38	1,72	1,97
R2	7,92	8,11	4,85	4,84	1,99	2,46	1,57	2,07
SR2	7,94	7,60	4,82	4,70	2,01	2,45	1,57	2,02
S2	5,63	5,84	3,60	3,46	1,97	2,42	1,78	2,23
R1	8,17	8,70	6,51	6,13	2,03	2,42	1,62	2,10
SR1	8,34	8,56	6,25	5,84	2,09	2,41	1,61	2,03
S1	9,06	9,78	5,45	4,83	2,01	2,31	1,60	2,02

Tabel 9 menunjukkan apabila besarnya nilai R dipengaruhi oleh pola pembebanan lateral pada analisis *pushover*. Nilai R akibat pola 1 yang lebih besar dari pola 2 menunjukkan apabila nilai daktilitas struktur beton yang lebih besar dari struktur baja ketika bekerja sebagai struktur gabungan. Hal ini dapat diterima karena struktur beton didesain untuk memenuhi kriteria yang lebih daktil dibandingkan desain struktur baja.

Komposisi jumlah rangka baja dan rangka beton juga mempengaruhi nilai R. Semakin banyak jumlah rangka baja mengakibatkan nilai R semakin kecil begitu pula  $R_s$  dan  $R_m$ . Asumsi R sebesar 6 untuk kedua arah beban gempa hanya mampu dipenuhi oleh struktur dengan komposisi jumlah rangka baja sebanyak 1 lantai untuk setiap pola beban lateral. Berdasarkan ATC-19 nilai R estimasi sebesar 6 tidak dapat dicapai. Perlu dicatat apabila nilai R pada arah X dan Y hanya sedikit berbeda nilainya.

Sama seperti nilai R, nilai  $\Omega_0$  juga dipengaruhi oleh pola beban lateral. Komposisi jumlah rangka baja dan beton berpengaruh tidak signifikan. Berbeda dengan nilai R pada setiap arah, nilai  $\Omega_0$  pada arah X dan Y berbeda sekitar 25%. Nilai  $\Omega_0$  pada seluruh variasi pemodelan menunjukkan nilai yang lebih kecil dari estimasi. Dengan demikian ada kecenderungan apabila nilai  $\Omega_0$  pada struktur gabungan lebih kecil dari 3.

## 7. Hasil Verifikasi Nilai R dan $\Omega_0$ Menurut FEMA P-695

Kurva kapasitas yang dipakai untuk mencari nilai R dan  $\Omega_0$  dapat dirubah ke dalam format ADRS secara otomatis oleh ETABS. Kurva *demand* yang berupa kurva respon spektrum gempa 2500 tahunan perlu dibuat pada grafik bersamaan kurva kapasitas dengan menginput nilai  $C_a$  dan  $C_v$ . Nilai  $S_{MS}$  setara dengan  $2.5 C_a$  dan untuk nilai  $C_v$  setara dengan  $S_{MI}$ . Hasil plot kurva *demand* dan kurva kapasitas dapat dilihat seperti Gambar 3. Pada Gambar 3, terdapat garis lurus diagonal yang bermula dari titik asal dan menyinggung kurva kapasitas serta memotong kurva *demand* yang merupakan nilai waktu getar fundamental struktur.

Dari hasil plot kurva kapasitas dan *demand* secara bersamaan, maka diperoleh nilai  $S_{MT}$  dan  $S_{maks}$ . Nilai  $C_s$  diperoleh dari nilai gaya geser dasar desain ( $V_d$ ) dibagi dengan berat struktur ( $W$ ). Besarnya  $C_s$  untuk 9 variasi model hampir sama yaitu berkisar 0.07. Adanya variasi pemodelan sambungan tidak berpengaruh signifikan terhadap besarnya  $V_d$  seperti juga ditemukan pada Prabowo (2015). Nilai  $S_{MT}$  dan  $S_{maks}$  dari setiap pola beban lateral 9 model dapat dilihat di Tabel 10 sedangkan besarnya R dan  $\Omega_0$  dapat dilihat pada Tabel 11.

Tabel 10. Nilai  $S_{MT}$  dan  $S_{maks}$  untuk setiap variasi pemodelan

Variasi Model	$S_{MT}$				$S_{maks}$			
	Pola 1		Pola 2		Pola 1		Pola 2	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
R3	0,70	0,71	0,60	0,60	0,20	0,22	0,18	0,22
SR3	0,71	0,70	0,62	0,61	0,19	0,22	0,18	0,22
S3	0,62	0,60	0,55	0,55	0,00	0,26	0,00	0,30
R2	0,77	0,77	0,66	0,67	0,19	0,21	0,18	0,20
SR2	0,76	0,76	0,68	0,68	0,19	0,22	0,17	0,20
S2	0,72	0,72	0,63	0,64	0,18	0,22	0,17	0,22
R1	0,78	0,78	0,70	0,70	0,18	0,22	0,17	0,20
SR1	0,78	0,78	0,70	0,70	0,18	0,22	0,18	0,20
S1	0,77	0,78	0,70	0,68	0,18	0,22	0,16	0,20

Tabel 11. Hasil verifikasi nilai R dan  $\Omega_0$  menurut FEMA P-695

Variasi Model	R				$\Omega_0$			
	Pola 1		Pola 2		Pola 1		Pola 2	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
R3	6,67	6,76	5,71	5,71	2,86	3,14	2,57	3,14
SR3	6,76	6,67	5,90	5,81	2,71	3,14	2,57	3,14
S3	5,90	-	5,24	5,24	-	3,71	-	4,29
R2	7,33	7,33	6,29	6,38	2,71	3,00	2,57	2,86
SR2	7,24	7,24	6,48	6,48	2,71	3,14	2,43	2,86
S2	6,86	6,86	6,00	6,10	2,57	3,14	2,43	3,14
R1	7,43	7,43	6,67	6,67	2,57	3,14	2,43	2,86
SR1	7,43	7,43	6,67	6,67	2,57	3,14	2,57	2,86
S1	7,33	7,43	6,67	6,48	2,57	3,14	2,29	2,86

Dari **Tabel 11**, dapat dilihat apabila nilai R hasil perhitungan menggunakan metode di FEMA P-695 mendekati nilai R estimasi. Hal yang sama juga terjadi pada  $\Omega_0$ . Kesimpulan tersebut berlaku apabila kita mengabaikan hasil perhitungan pada model S3. Nilai faktor daktilitas struktur akibat pola pembebanan lateral yang berbeda menghasilkan nilai R yang berbeda pula namun tidak sebesar metode ATC-19. Adanya pemodelan semi rigid pada sambungan menggunakan faktor amplifikasi  $\Omega_0 = 1.5$  untuk mendesain sambungan tidak menghasilkan perbedaan perilaku yang cukup jauh dengan model rigid. Hal ini sesuai dengan hasil penelitian Prabowo (2015).

Pola penurunan nilai R dan  $\Omega_0$  akibat berkurangnya komposisi jumlah lantai beton pada struktur gabungan juga terlihat pada **Tabel 11**. Perbedaan nilai R dan  $\Omega_0$  akibat perubahan jumlah lantai beton tidak sebesar yang terlihat pada **Tabel 9**. Semakin banyak jumlah lantai baja pada struktur gabungan menjadikan faktor daktilitas sesungguhnya dimiliki menjadi lebih kecil dan menjauhi estimasi. Namun selama jumlah rangka beton pada struktur gabungan masih lebih banyak dari rangka baja serta rangka beton didesain untuk memenuhi kriteria SRPMK, maka struktur gabungan memiliki faktor daktilitas yang relatif tinggi.

## 8. Kesimpulan

Dari hasil kajian nilai R dan  $\Omega_0$  yang dilakukan pada 9 variasi pemodelan dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Nilai R struktur gabungan baja-beton menurut FEMA P-695 yaitu 6.0 sedangkan menurut ATC-19 lebih kecil dari 6 untuk model dengan jumlah lantai baja lebih dari 1 lantai.
2. Nilai  $\Omega_0$  struktur gabungan baja-beton menurut FEMA P-695 yaitu 3.0 (sesuai dengan estimasi) sedangkan menurut ATC-19 maksimal 2.5.
3. Nilai R dan  $\Omega_0$  pada kesimpulan 1 dan 2 diperoleh dengan melakukan pendetilan SRPMK pada struktur beton dan SRPMM pada struktur baja

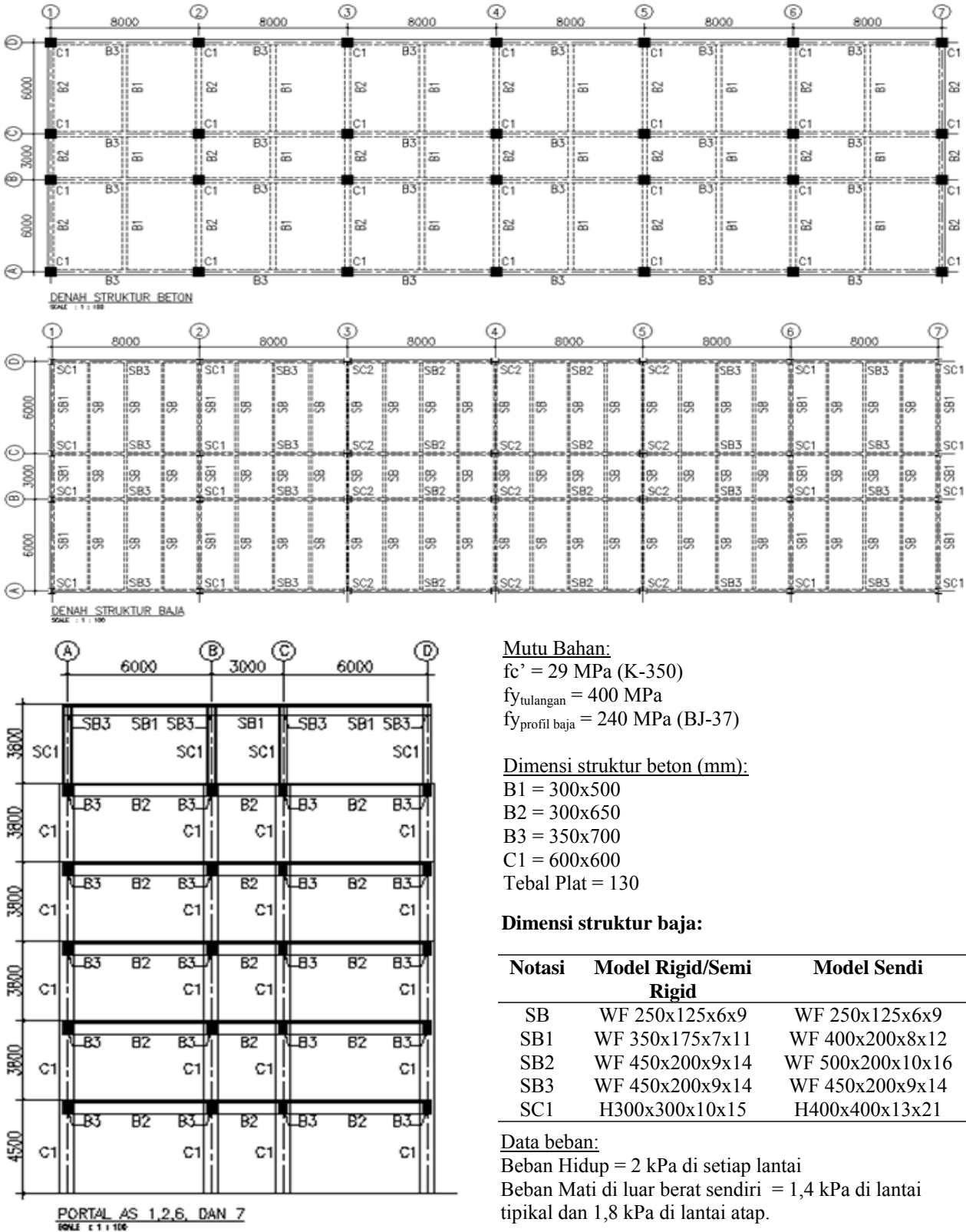
4. Nilai R dan  $\Omega_0$  dipengaruhi komposisi jumlah rangka momen baja dan rangka momen beton. Selama rangka momen beton lebih dominan dan dirancang sebagai SRPMK, perilaku struktur gabungan relatif daktil.
5. Nilai R dan  $\Omega_0$  yang mampu dicapai oleh struktur gabungan dipengaruhi oleh hubungan kolom baja dan rangka beton. Model hubungan sendi memiliki perilaku yang kurang baik dibandingkan dengan model rigid dan semi rigid.
6. Nilai R dan  $\Omega_0$  dari hasil analisis *pushover* dipengaruhi oleh pola pembebanan lateral. Akibat pola beban lateral mengikuti pola beban dinamik diperoleh nilai R dan  $\Omega_0$  yang lebih kecil dibanding pola beban merata.

## Daftar Pustaka

- ACI, 2011, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318M-2011) and Commentary*, Farmington Hills, MI, American Concrete Institute.
- AISC. 2010, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-10, Chicago, IL: American Institute for Steel Construction.
- ATC-3-06, 1978, *Tentative Provisions for The Development of Seismic Regulations for Buildings*, USA: National Science Foundation and The National Bureau of Standards.
- ATC-19, 1995a, *Structural Response Modification Factors*, Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- ATC-34. 1995b, *A Critical Review of Current Approaches to Earthquake-Resistant Design*, Redwood City, CA: Applied Technology Council.

- ATC-40, 1996, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- ASCE, 2010, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- CSI, 2005,. *CSI Analysis Reference Manual*, Berkeley, California.: Computers and Structures, Inc.
- Desain Spektra Indonesia, diakses 1 November 2014, [http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/).
- FEMA 440, 2005, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Washington, DC: Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.
- FEMA P 695, 2009, *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 356, 2005, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 356, 2000, *Pre standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- ICC, 2012, *International Building Code and Commentary*, Chicago: International Code Council, Inc.
- Kavinde, A.M., Grilli, D.A., Zareian, F., 2012, *Rotational Stiffness of Exposed Column Base Connections: Experiments and Analytical Models*, *Journal of Structural Engineering*, 138, 549-560.
- Lase, Y. & Prabowo, A., 2015, *Tinjauan Nilai  $\Omega$  pada Perancangan Sambungan Dasar Kolom Rangka Baja di Atas Rangka Beton Bertulang Dengan Analisis Pushover*, Prosiding Seminar dan Pameran HAKI 2015, Jakarta: Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia.
- Miranda, E. & Bertero, V.V., 1994, *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant-Design*, *Earthquake Spectra*, EERI, 10 (2), pp. 57-379.
- Prabowo, A., 2015, *Evaluasi Perancangan Sambungan Rigid Kolom Dasar Rangka Baja di Atas Rangka Beton Bertulang Menggunakan Analisis Pushover*, Master Thesis, Departemen Teknik Sipil Universitas Indonesia.
- SNI 1726, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*, Badan Standarisasi Nasional Indonesia.
- Whittaker, A., Hart, G., Rojahn, C., 1999. Seismic Response Modification Factors, *Journal of Structural Engineering*, 125, 438-444.

LAMPIRAN 1: Data Struktur Gabungan untuk Rangka Baja 1 Lantai dan Rangka Beton 5 Lantai



Mutu Bahan:

- $f_c' = 29 \text{ MPa (K-350)}$
- $f_{y \text{ tulangan}} = 400 \text{ MPa}$
- $f_{y \text{ profil baja}} = 240 \text{ MPa (BJ-37)}$

Dimensi struktur beton (mm):

- B1 = 300x500
- B2 = 300x650
- B3 = 350x700
- C1 = 600x600
- Tebal Plat = 130

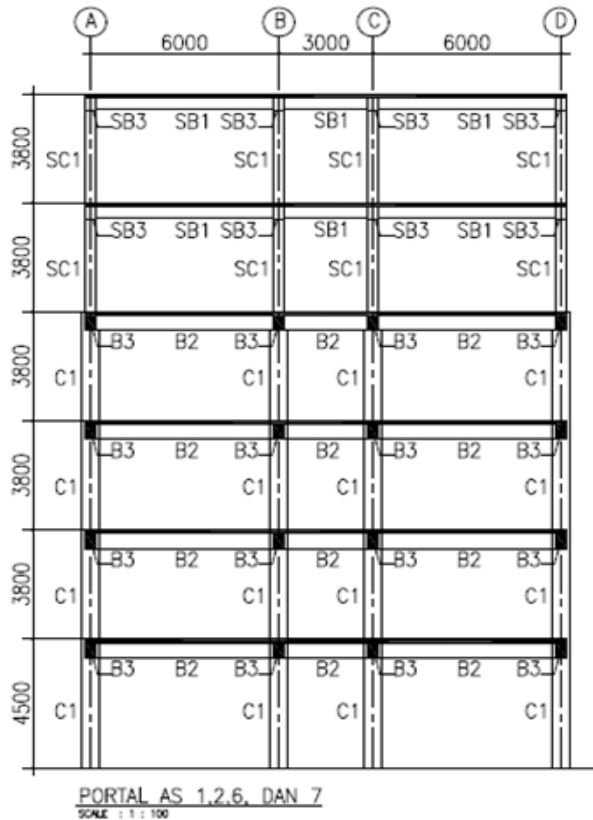
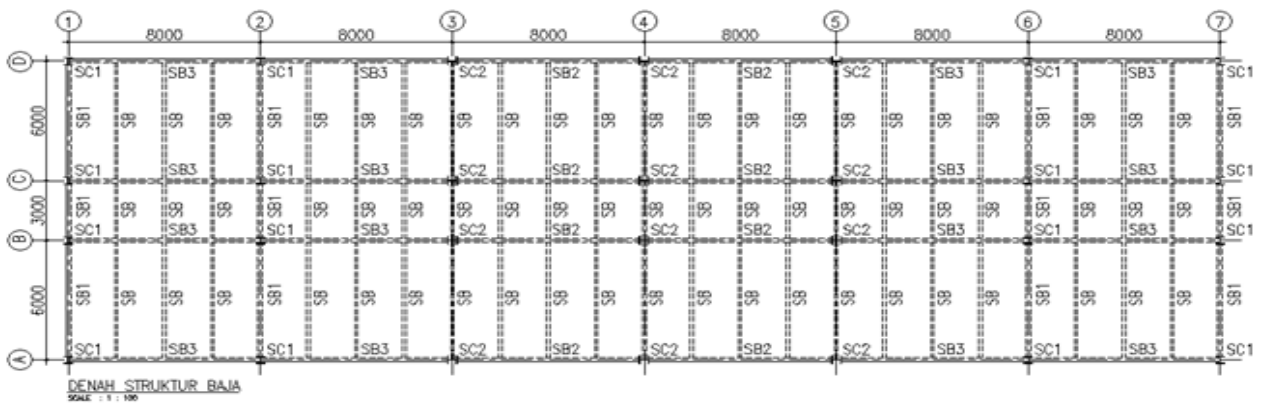
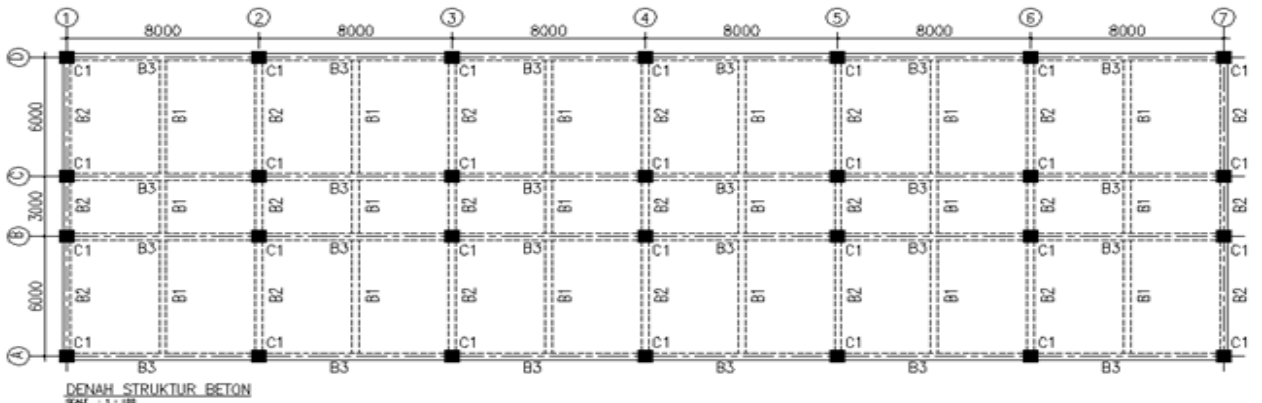
Dimensi struktur baja:

Notasi	Model Rigid/Semi Rigid	Model Sendi
SB	WF 250x125x6x9	WF 250x125x6x9
SB1	WF 350x175x7x11	WF 400x200x8x12
SB2	WF 450x200x9x14	WF 500x200x10x16
SB3	WF 450x200x9x14	WF 450x200x9x14
SC1	H300x300x10x15	H400x400x13x21

Data beban:

- Beban Hidup = 2 kPa di setiap lantai
- Beban Mati di luar berat sendiri = 1,4 kPa di lantai tipikal dan 1,8 kPa di lantai atap.

LAMPIRAN 2: Data Struktur Gabungan untuk Rangka Baja 2 Lantai dan Rangka Beton 4 Lantai



Mutu Bahan:

$f_c' = 29 \text{ MPa (K-350)}$

$f_{y\text{tulangan}} = 400 \text{ MPa}$

$f_{y\text{profil baja}} = 240 \text{ MPa (BJ-37)}$

Dimensi struktur beton (mm):

B1 = 300x500

B2 = 300x650

B3 = 350x700

C1 = 600x600

Tebal Plat = 130

Dimensi struktur baja:

Notasi	Model Rigid/ Semi Rigid	Model Sendi
SB	WF 250x125x6x9	WF 250x125x6x9
SB1	WF 400x200x8x12	WF 500x200x10x16
SB2	WF 500x200x10x16	WF 600x200x11x17
SB3	WF 450x200x9x14	WF 450x200x9x14
SC1	H350x350x12x19	H400x400x13x21
SC2	H400x400x13x21	H400x400x13x21

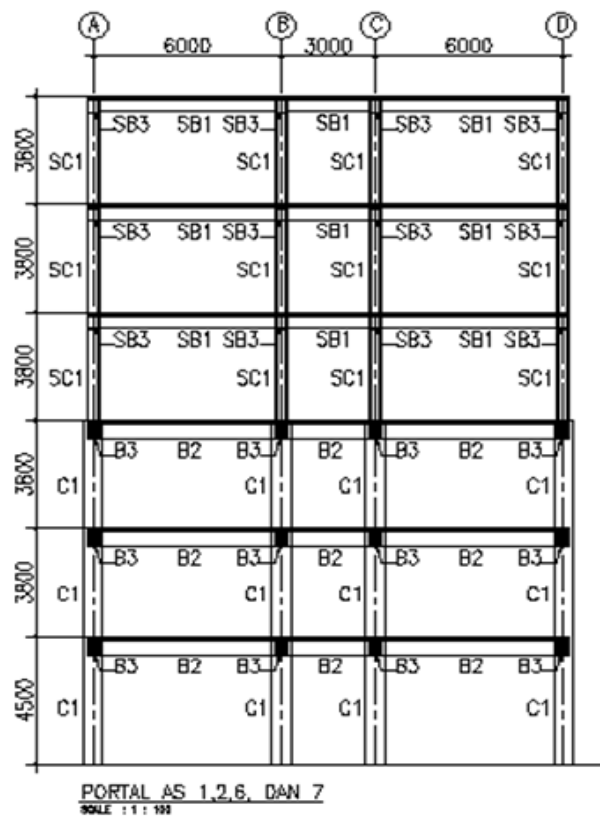
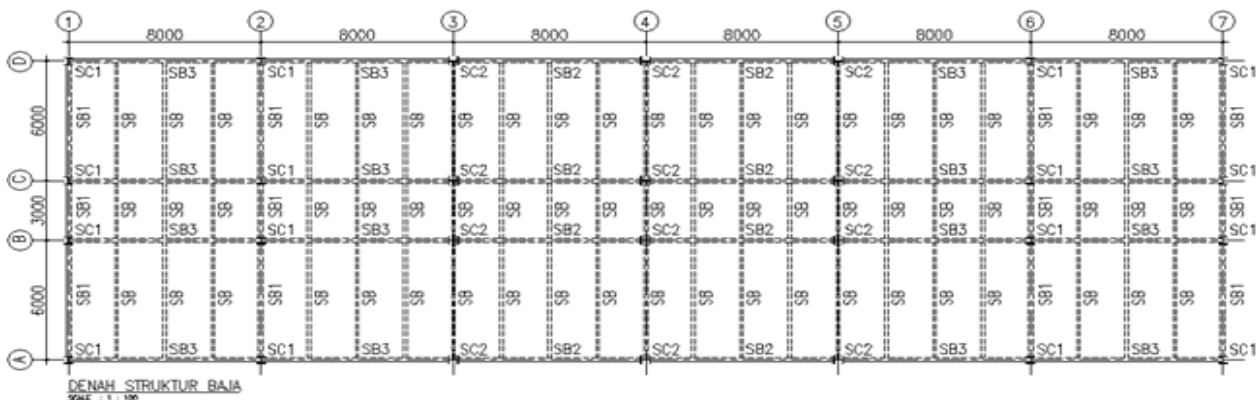
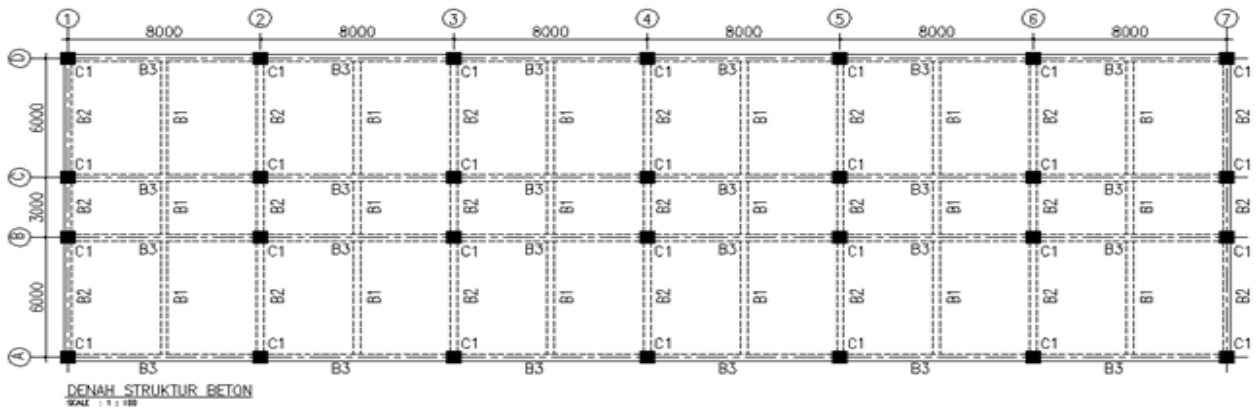
Data beban:

Beban Hidup = 2 kPa di setiap lantai

Beban Mati di luar berat sendiri = 1,4 kPa di lantai

tipikal dan 1,8 kPa di lantai atap.

LAMPIRAN 3: Data Struktur Gabungan Untuk Rangka Baja 3 Lantai dan Rangka Beton 3 Lantai



Dimensi struktur baja di lantai 4 dan 5:

Notasi	Model Rigid/Semi Rigid	Model Sendi
	Rigid	
SB	WF 250x125x6x9	WF 250x125x6x9
SB1	WF 500x200x10x16	WF 500x200x10x16
SB2	WF 600x200x11x17	WF 600x200x11x17
SB3	WF 450x200x9x14	WF 450x200x9x14
SC1	H350x350x12x19	H400x400x13x21
SC2	H400x400x13x21	H400x400x13x21

Dimensi struktur baja di lantai 6:

Notasi	Model Rigid/Semi Rigid	Model Sendi
	Rigid	
SB	WF 250x125x6x9	WF 250x125x6x9
SB1	WF 400x200x8x12	WF 400x200x8x12
SB2	WF 500x200x10x16	WF 500x200x10x16
SB3	WF 450x200x9x14	WF 450x200x9x14
SC1	H300x300x10x15	H350x350x12x19
SC2	H350x350x12x19	H350x350x12x19

Data perancangan lainnya sama dengan 2 model sebelumnya.