

2. LANDASAN TEORI

2.1 Tinjauan Pustaka

Menurut Basha dan Goel (1996), Rangka Momen Rangka Batang Khusus (RMRBK) adalah sistem struktur baja di mana ketika gempa bumi hebat terjadi semua deformasi inelastik terjadi pada bagian yang dirancang khusus dari balok rangka, yang disebut segmen khusus, sedangkan struktur lainnya pada dasarnya berperilaku secara elastis. Segmen khusus ini ditempatkan secara strategis di sebagian bentang tertentu pada balok rangka. Secara logika, letak paling sesuai untuk menempatkan segmen khusus adalah di area sekitar tengah bentang dimana gaya geser yang terjadi umumnya kecil.

Penelitian yang dilakukan oleh Dewobroto (2015) bertujuan untuk mengevaluasi perencanaan, perilaku, dan keunggulan Rangka Momen Rangka Batang Khusus (RMRBK) terhadap sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Penelitian ini mempelajari efek dari perubahan jarak antar kolom terhadap efektivitas perilaku inelastis sistem struktur RMRBK, dan membandingkan tingkat daktilitas berdasarkan nilai faktor modifikasi respon (R) yang dihasilkan, apakah sesuai dengan *code* rencana. Penelitian tersebut menggunakan bangunan yang memiliki 3 bentang pada arah x maupun y dengan panjang tiap bentang bervariasi antara 0.5H, 1.0H, 2.0H, 2.5H, dan 3.0H dengan H adalah tinggi lantai paling bawah dengan tinggi 18 ft ($\pm$ 5.48 m). Bangunan yang diteliti adalah bangunan bertingkat sedang dengan ketinggian 126 ft ($\pm$ 38.4 m). Hasil penelitian oleh Dewobroto (2015) disajikan dalam Tabel 2.1 hingga Tabel 2.2. dan Gambar 2.1.

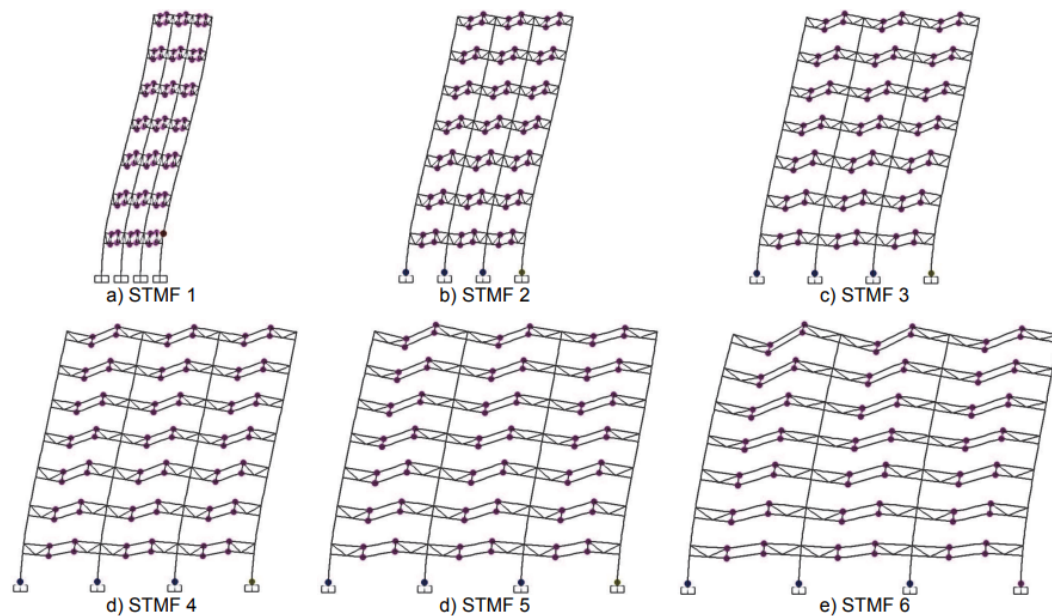
Tabel 2.1.

Evaluasi koefisien modifikasi respons

Tipe	Bentang	V_y	V_n	δ_m	δ_y	$R_{\mu s}$	R_{μ}	R
STMF 1	0.5H	-	-	-	-	-	-	-
STMF 2	1.0H	572.6	307.9	2.04	0.53	1.86	3.85	7.17
STMF 3	1.5H	1303.2	692.7	2.19	0.58	1.88	3.78	7.12
STMF 4	2.0H	2087.6	1231.5	2.17	0.52	1.7	4.18	7.08
STMF 5	2.5H	3082.9	1924.2	2.43	0.55	1.6	4.42	7.09
STMF 6	3.0H	3902.2	2770.8	2.76	0.55	1.41	5.02	7.07

Sumber : W. Dewobroto, R. Wijaya. (2015). Perencanaan, Perilaku dan Keunggulan *Special*

Truss Moment Frame (STMF) terhadap Portal Momen Khusus (PMK) pada Bangunan Baja Bertingkat Sedang, p.11.



Gambar 2.1. Mekanisme sendi plastis struktur STMF

Sumber : W. Dewobroto, R. Wijaya. (2015). Perencanaan, Perilaku dan Keunggulan *Special Truss Moment Frame* (STMF) terhadap Portal Momen Khusus (PMK) pada Bangunan Baja Bertingkat Sedang, p.11.

Berdasarkan sistem struktur RMRBK parametrik yang diuji, dalam penelitian ini direncanakan sistem struktur SRPMK dengan kondisi beban dan bentang yang sama. Selanjutnya dihitung berat total struktur RMRBK dan dibandingkan dengan sistem SRPMK. Berat sendiri struktur dapat dilihat pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2.

Berat sendiri struktur SRMRBK dan SRPMK (Wijaya, 2015)

Tipe	Berat Struktur RMRBK (Kips)			Tipe	Berat Struktur SRPMK (Kips)		
	Balok	Kolom	Total		Balok	Kolom	Total
PMRBK 1	18.16	63.94	82.1	SRPMK 1	8.36	48.67	57.03
PMRBK 2	70.19	59.66	129.86	SRPMK 2	36.62	110.02	146.64
PMRBK 3	130.6	109.02	239.63	SRPMK 3	67.88	142.94	210.82
PMRBK 4	225.12	150.42	375.54	SRPMK 4	123.69	250.55	374.24

PMRBK 5	371.47	217.37	588.84	SRPMK 5	162.05	384.81	546.87
PMRBK 6	502.55	246.81	749.36	SRPMK 6	367.24	682.01	1049.25

Sumber : W. Dewobroto, R. Wijaya. (2015). Perencanaan, Perilaku dan Keunggulan Portal Momen Rangka Batang Khusus (PMRBK) terhadap Portal Momen Khusus (PMK) pada Bangunan Baja Bertingkat Sedang, p.12.

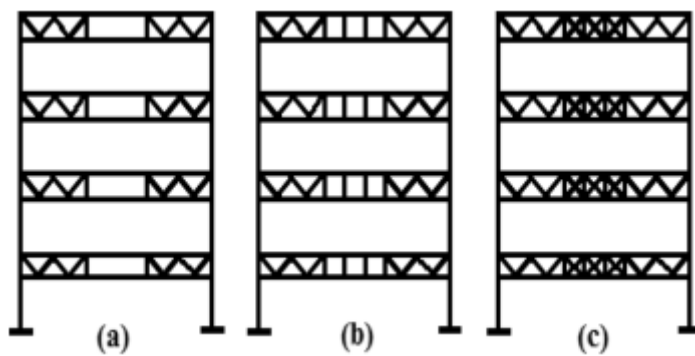
Hasil penelitian oleh Dewobroto (2015) menunjukkan bahwa setelah dilakukan analisis *nonlinier pushover*, telah dievaluasi untuk perilaku keruntuhan inelastis dan tingkat daktilitasnya. Hampir semua tipe bangunan yang memenuhi ketentuan yang berlaku, kecuali pada tipe bangunan dengan bentang $0.5H$ yang mengalami kegagalan dengan mekanisme *soft-story* pada salah satu kolomnya. Maka dari itu, sistem RMRBK dengan bentang pendek tidak dapat diaplikasikan pada sistem portal momen tahan gempa.

Pada bentang $1.0H \leq L \leq 2.5H$ antara SRPMK dan RMRBK, berat strukturnya hampir sama, tidak terdapat perbedaan yang signifikan. Kelebihan RMRBK adalah dengan adanya ruang bebas dibandingkan dengan SRPMK. Pada bentang $2.5H \leq L \leq 20m$, dimana elemen horizontal nya semakin dominan untuk memikul beban gravitasi, maka sistem RMRBK yang ditinjau dapat menunjukkan keunggulannya dibandingkan dengan sistem SRPMK.

Adapun penelitian yang dilakukan untuk mengetahui hubungan penghematan volume baja dengan menggunakan panel *Vierendeel* terhadap perilaku bangunan. Penelitian yang dilakukan oleh Basha dan Goel (1994) melakukan studi eksperimental dan analitis dari sistem RMRBK dengan segmen tengahnya menggunakan panel *Vierendeel*. Mereka menemukan bahwa ketika dilakukan penghematan volume baja dimana panel V dibandingkan terhadap panel *breising-X*, perpindahan vertikal yang terjadi terhadap *load factor* tidak ikut menurun tetapi semakin meningkat.

Di sisi yang lain, pola kegagalan struktur Rangka Momen Rangka Batang Khusus didesain agar kegagalan terjadi di bagian segmen khusus struktur. Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Kim dan Park (2014), penelitian dilakukan dengan menggunakan analisis statis *pushover* untuk menemukan pola kegagalan RMRBK. Analisis *nonlinier* statis *pushover* menunjukkan bahwa saat sebuah kolom dihilangkan, semua engsel plastik terbentuk di segmen khusus dan bagian-bagian lain dari struktur tetap elastis. Berdasarkan hasil analisis dinamis *nonlinier* ketika sebuah kolom pada struktur dihilangkan secara tiba-tiba, semua model struktur yang didesain sesuai dengan *AISC Seismic Provisions* runtuh karena kegagalan segmen khusus.

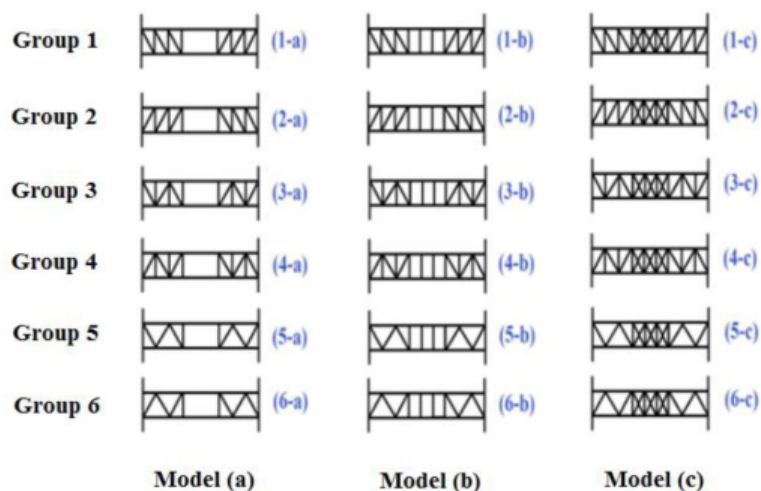
Penelitian yang berkaitan dengan pola geometri juga pernah dilakukan untuk menganalisis reaksi dan perilaku yang terjadi ketika geometri balok rangka dimodifikasi. Pada penelitian yang dilakukan oleh M. Sadeghpour, V. R. Kalatjari, H. Pahlavan, dilakukan penelitian dengan objek penelitian bangunan 4 dan 8 lantai dengan pemodelan 2 dimensi untuk mempermudah penelitian yang dibagi kedalam 3 grup besar seperti pada gambar 2.2.



Gambar 2.2. Pengelompokan Umum Objek Penelitian oleh M. Sadeghpour, V. R. Kalatjari, H. Pahlavan.

Sumber : M. Sadeghpour, V. R. Kalatjari, H. Pahlavan. (2021). Numerical study of the effect of geometric arrangement of the truss on the response modification factor of the special truss moment frame (STMF). p. 2.

Dimana dari 3 kelompok Umum tersebut, dalam 1 kelompok besar dibagi lagi kedalam 5 kelompok spesifik yang berasal dari kombinasi perubahan bentuk panel *Vierendeel* serta penambahan batang vertikal pada panel *Vierendeel* seperti pada gambar 2.3.



Gambar 2.3. Pengelompokan Khusus Objek Penelitian oleh M. Sadeghpour, V. R. Kalatjari, H. Pahlavan.

Sumber : M. Sadeghpour, V. R. Kalatjari, H. Pahlavan. (2021). Numerical study of the effect of geometric arrangement of the truss on the response modification factor of the special truss moment frame (STMF). p. 4.

Berdasarkan penelitian tersebut didapatkan hasil bahwa gaya geser dasar maksimum untuk model C (diagonal-X) memiliki nilai tertinggi dan pada model A dan B perubahan gaya geser dasar secara kualitatif hampir sama. Berdasarkan hasil penelitian, dapat dijelaskan bahwa pengaturan *truss* yang berbeda pada model dengan satu dan multiple panel *Vierendeel* meningkatkan rata-rata nilai faktor modifikasi respons sekitar 4%. Namun, penambahan diagonal-X pada model menyebabkan peningkatan lebih besar, dan nilai faktor modifikasi respons meningkat rata-rata sekitar 10%. Selain itu, penggunaan beberapa panel *Vierendeel* menyebabkan peningkatan relatif pada kinerja gempa dan peningkatan faktor modifikasi respons sekitar 6.8% dibandingkan dengan model dengan satu panel *Vierendeel*. Pada penelitian tersebut juga diinformasikan bahwa dengan menambahkan diagonal-X pada model dengan *multiple panel Vierendeel*, faktor modifikasi respons sistem meningkat secara signifikan, dengan rata-rata sebesar 74.6% dibandingkan dengan model dengan satu panel *Vierendeel*.

2.2 Load and Resistance Factor Design (LRFD)

Pengertian *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) atau Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK) berdasarkan SNI 1729:2020 adalah metode yang memproporsikan komponen struktur sedemikian sehingga kekuatan desain sama atau melebihi kekuatan perlu komponen akibat aksi kombinasi beban DFBK. Konsep LRFD diatur dalam SNI 1729:2020 pasal B3.3 yang dibuat berdasarkan AISC 360-16.

Pada konsep ini kekuatan dengan kombinasi beban DFBK harus atau lebih kecil sama dengan kekuatan desain, yang mana kekuatan desain tersebut adalah kekuatan nominal yang dikali dengan faktor ketahanan.

2.3 Syarat Komponen Struktur Daktail Sedang (MD) dan Tinggi (HD)

Syarat komponen struktur daktail sedang/*Moderately Ductile Members* (MD) dan daktail tinggi/*Highly Ductile Members* (HD) diatur dalam AISC 341-2016 pasal D1.2a dan pasal D1.2b. Sedangkan untuk persyaratan mengenai rasio perbandingan lebar dengan tebal profil diatur di dalam Tabel D1.1 dan Tabel D1.1 Lanjutan.

2.4 Direct Analysis Method atau Metode Analisis Langsung

Direct Analysis Method (DAM) atau Metode Analisis Langsung menurut SNI 1729:2020 adalah suatu metode desain untuk stabilitas yang memasukkan efek tegangan residu dan ketegaklurusan awal dari portal dengan mengurangi kekakuan dan mempekerjakan beban notional pada analisis orde-kedua. Perancangan stabilitas struktur merupakan kombinasi analisis untuk menentukan kuat perlu penampang dan merancanginya agar mempunyai kekuatan yang mencukup. DAM ditetapkan oleh AISC (2010) sebagai cara baru dalam melakukan perencanaan pada struktur baja yang telah memasukkan prinsip modern dalam analisis stabilitas menggunakan *Second-Order Elastic Analysis*.

DAM dibuat untuk mengatasi keterbatasan *Effective Length Method* (ELM) yang merupakan strategi penyederhanaan analisis secara manual. Melalui DAM, perhitungan untuk mencari pengaruh pembebanan struktur dapat dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh ketidaksempurnaan (*nonlinear* geometri) dan inelastis (*nonlinear material*) yang terjadi (Dewabroto, 2014, p. 29). Strategi penyelesaian yang digunakan dalam DAM telah terbukti dengan cara kalibrasi berdasarkan data eksperimental (AISC, 2010) sehingga hasil dari perhitungan DAM berkorelasi dengan masalah nyata yang ada.

2.4.1 Beban Nosional

Pada DAM, efek ketidaksempurnaan awal pada stabilitas struktur harus dipertimbangkan. Ketidaksempurnaan yang dimaksud adalah cacat bawaan atau ketidaklurusan elemen struktur, yang akan mengakibatkan efek destabilisasi. Efek ketidaksempurnaan awal tersebut dapat diaplikasikan dengan menggunakan beban notional, sesuai dengan persyaratan pada SNI 1729:2020 pasal C2.2b. Berdasarkan SNI 1729:2020, beban nosional adalah beban virtual yang diaplikasikan pada struktur untuk memperhitungkan efek destabilisasi yang tidak diperhitungkan dalam ketentuan-ketentuan desain. Beban tersebut diberikan pada semua level bangunan. Besar dari beban notional tersebut ditunjukkan dalam persamaan berikut.

$$N_i = 0.002\alpha Y_i \quad (2.1)$$

Dimana :

N_i = beban notional pada level i (N)

Y_i = beban gravitasi pada level i hasil kombinasi beban DFBK (N)

$\alpha = 1.0$ untuk DFBK

2.4.2 Penyesuaian Terhadap Kekakuan

Dalam perhitungan kekuatan perlu pada metode analisis langsung, kekakuan dari elemen struktur harus direduksi terlebih dahulu. Menurut Dewatobroto (2014), hal ini dikarenakan adanya kemungkinan tegangan residu pada elemen struktur yang memicu terjadinya leleh setempat dan efek destabilisasi. Elemen struktur yang menyumbangkan kekakuan terhadap stabilitas struktur direduksi sebesar 20%. Penyesuaian kekakuan tersebut didasarkan pada SNI 1729:2020 pasal C2.3.

2.5 Rangka Momen Rangka Batang Khusus (RMRBK)

Rangka Momen Rangka Batang Khusus (RMRBK) adalah pengembangan sistem rangka batang pengganti balok pada bangunan bertingkat. Hal ini diperlukan karena bangunan jenis seperti itu banyak yang runtuh saat gempa, khususnya gempa Meksiko 1985 (Reis dan Bonowitz, 2000). Keruntuhan bangunan dengan sistem dengan rangka batang umumnya menghasilkan perilaku *weak column strong beam*, suatu kondisi yang harus dihindari untuk konstruksi tahan gempa (Basha and Goel, 1996). Hal yang menjadi keunggulan dari RMRBK ini adalah terdapatnya ruang kosong yang menguntungkan sekali untuk penempatan M&E dan lain-lain.

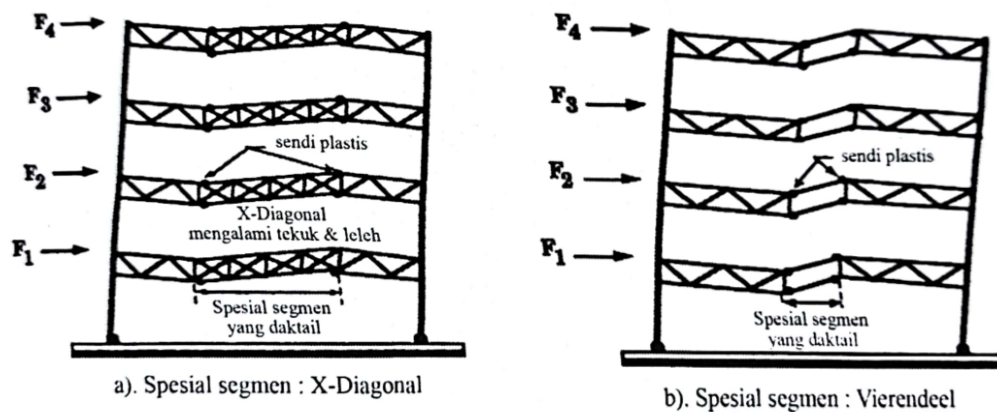
Sistem RMRBK ditujukan untuk Sistem Pemikul Beban Gempa, adalah hasil penelitian Prof Subhash C. Goel, sejak 1998 di Universitas Michigan (Basha and Goel, 1996). Inovasinya adalah memperbaiki perilaku portal rangka batang, dari *weak column strong beam* menjadi berperilaku *strong column weak beam*, dengan menempatkan segmen khusus.

RMRBK, menurut SNI 1729-2020, atau Rangka Momen Rangka Batang Khusus (RMRBK), menurut AISC (2016), adalah sistem struktur yang saat gempa besar dapat mengalami deformasi inelastis hanya pada segmen khusus yang telah disiapkan. Dengan adanya elemen struktur khusus yang berperilaku inelastis dan elemen lainnya tetap elastis menyebabkan prosedur perencanaan struktur menjadi tidak konvensional. Dengan demikian, AISC (2016) memberikan persyaratan yang ketat berkaitan dengan panjang bentang rangka batang yang dibatasi ≤ 20 m, dan tinggi rangka batang ≤ 1.8 m. Pembatasan ini ada karena RMRBK masih tergolong baru, hanya ukuran yang sesuai dengan hasil percobaan yang boleh digunakan. Kolom-kolom dan segmen lain selain segmen khusus harus direncanakan agar tetap dalam kondisi elastis ketika segmen khusus mengalami pelelehan penuh hingga tahap *strain-hardening*.

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 12, batas ketinggian bangunan untuk sistem

penahan gaya seismik dibatasi dengan ketinggian hingga 30 m untuk kategori desain seismik E dan 48 m untuk kategori desain seismik D. Oleh karena itu, pada penelitian tersebut hanya digunakan bangunan bertingkat 8 lantai dengan ketinggian 5.5 meter.

Rangka Momen Rangka Batang Khusus (RMRBK) disebut sebagai *Special Truss Moment Frame* (STMF) dalam AISC. Rangka Momen Rangka Batang Khusus (RMRBK) adalah struktur rangka biasa tetapi baloknya menggunakan *truss* (rangka batang) atau bentuk *Vierendeel* elemen horizontalnya (Dewobroto, 2016). Elemen di bagian horizontalnya didesain agar berperilaku inelastis saat gempa besar. Kondisi inelastis yang terjadi akan bekerja sebagai *fuse* (tempat terjadinya disipasi energi).



Gambar 2.4. Perilaku Inelastis RMRBK

Sumber : Dewobroto, W. (Ed.). (2016). *Special Truss Moment Frames*. In *Struktur Baja Perilaku Analisis & Desain AISC 2010* (2nd ed., pp. 74–74). essay, Jurusan Teknik Sipil UPH.

Menurut SNI 7860:2020, Panjang dari segmen khusus harus antara 0,1 dan 0,5 kali panjang bentang rangka batang. Rasio tebal terhadap panjang dari panel apapun pada segmen khusus harus tidak melebihi 1,5 maupun tidak kurang dari 0,67. Bandingkan panjang (L) dengan tinggi ruas khusus (d), adalah $0,67 \leq L/d \leq 1,5$. Tentang konfigurasi panel segmen khusus mungkin tipe X dan *Vierendeel* (Gambar 2.1.). Kombinasi keduanya, atau bentuk konfigurasi lainnya, tidak diperbolehkan. Jenis *Vierendeel* diuntungkan dari samping ruang kosong, dan relatif sederhana. Oleh karena itu, jenis ini menjadi bahan diskusi lebih lanjut.

Batang atas / bawah rangka batang tidak boleh disambung di bagian segmen khusus, dalam jarak sejauh 0.5 tinggi rangka dari ujungnya. Ada bagian zona terproteksi, yaitu ujung-ujung segmen khusus, ditambah 2 kali tinggi rangka batang. Bagian tersebut tidak diperbolehkan untuk mengalami diskontinuitas, baik dari fabrikasinya maupun untuk alasan *erection*.

Meskipun AISC (2010b) telah memberikan langkah-langkah dan ketentuan perencanaan yang harus diikuti, tetapi dianggap kurang optimal (Krawinkler-Miranda, 2004), sehingga digunakan langkah yang dilakukan oleh Chao-Goel (2006). Proses perencanaan mulai dengan mencari “gaya geser perlu” bagian segmen khusus, terhadap dua kondisi pembebanan, yaitu

- a. $1.2 D + 1.6 L$ (elastis)
- b. $1.2D + 0.5L + 1.5E$ (*mechanism*).

Ini contoh beban yang diusulkan Basha - Goel (1996). Saat ini tentu perlu disesuaikan dengan ketentuan ASCE 7 (2010), termasuk gaya geser dasar gempa dan distribusinya.

Pada kombinasi beban pertama (elastis), yaitu beban gravitasi, semua elemen strukturnya, elemen rangka batang (*truss*) dan kolom harus dalam kondisi elastis. Batang tepi pada segmen khusus belum boleh mencapai kondisi inelastis. Pada kombinasi beban kedua, yaitu kombinasi beban gravitasi dan gempa, batang tepi segmen khusus bisa mengalami kondisi inelastis. Gaya geser dari kombinasi beban kedua boleh mencapai kuat geser rencana bagian segmen khusus tersebut. Elemen segmen khusus selanjutnya direncanakan terhadap gaya geser berdasarkan dua kombinasi beban tersebut.

Pada pembebanan ke-2, perlu check terhadap risiko *soft-story* kolom bawah jepit (perlu balok pengaku di level pondasi), dengan cara menghitung momen maksimumnya, M_{pc} , berdasarkan penelitian Leelataviwat et.al (1999) dapat dihitung sebagai berikut.

$$M_{pc} = 1.1 V h_1/4 \quad (2.2)$$

Dimana h_1 adalah tinggi kolom lantai dasar, V adalah gaya geser dasar ekuivalen untuk satu bentang saja, didapatkan dari membagi gaya geser dasar dengan jumlah bentang desain yang menahan gempa, M_{pc} momen plastis di kolom paling dasar. Faktor 1.1 adalah faktor kuat lebih untuk memperhitungkan adanya *strain-hardening* dan ketidakpastian pada kekuatan material. Kekuatan yang diperlukan untuk batang tepi pada segmen khusus pada tingkat ke- i adalah

$$\beta_i M_{pbr} = \beta_i \left(\sum_{i=1}^n F_i H_i - 2 M_{pc} \right) / \left(4 \frac{L}{L_s} \sum_{i=1}^n \beta_i \right) \quad (2.3)$$

Desain untuk batang tepi pada segmen khusus dilakukan dengan memakai

$$\beta_i M_{pbr} \leq \phi M_{nci}, \text{ dimana } \phi M_{nci} = \phi Z_i F_y \quad (2.4)$$

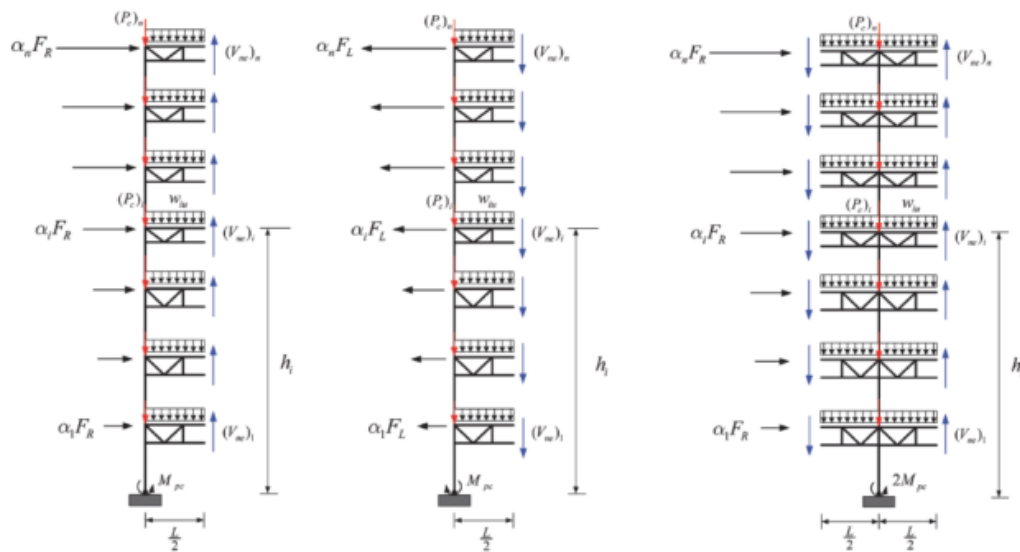
dengan β_i adalah rasio gaya geser tingkat i dengan gaya geser tingkat paling atas.

Elemen selain segmen khusus, termasuk rangka batang dan kolom, didesain berdasarkan desain kapasitas, yaitu kombinasi antara beban gravitasi dan gaya geser maksimum yang dapat terjadi pada batang tepi pada segmen khusus. Gaya geser

maksimum yang diharapkan terjadi pada segmen khusus, V_{ne} , yang akan dipakai mendesain elemen di luar segmen khusus dicari dari persamaan E4-5 (AISC 2010b) dengan menghilangkan suku ketiganya yang khusus hanya untuk segmen khusus tipe X, sebagai berikut.

$$V_{ne} = \frac{3.6 R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036 EI \frac{L}{L_s^3} \quad (2.5)$$

Setelah gaya geser maksimum profil dicari, struktur dipisah menjadi diagram *free body* bentang eksterior (Gambar 2.5.a dan 2.5.b) dan interior (Gambar 2.5.c).



(a) Gaya lateral ke kanan (b) gaya lateral ke kiri (c) kedua arah sama

Gambar 2.5. Diagram *free body* bentang eksterior dan interior.

Sumber : Chao, S.H., Goel, S.C. (2006). "Performance-Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames", Research Report UMCEE 06-03, CE Dept., University of Michigan

Pada Gambar 2.2.a, V_{ne} (gaya geser maksimum) pada tengah segmen khusus dianggap tercapai di saat kolom lantai 1 mencapai kapasitas maksimum, M_{pc} . Tahap ini, gaya lateral pengimbang pada struktur *free body* dianggap tetap didistribusikan sama seperti sebelumnya, besarnya dihitung dari keseimbangan gaya yang terjadi. Untuk bentang eksterior kondisi beban lateral ke arah kanan, maka jumlah total gaya tersebut adalah:

$$(F_R)_{ext} = \left(\frac{L}{2} \sum_{i=1}^n (V_{ne})_i - \frac{L^2}{8} \sum_{i=1}^n W_{iu} + M_{pc} \right) / \left(\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i \right) \quad (2.6)$$

Pada kondisi beban lateral ke arah kiri, jumlah total gaya tersebut adalah:

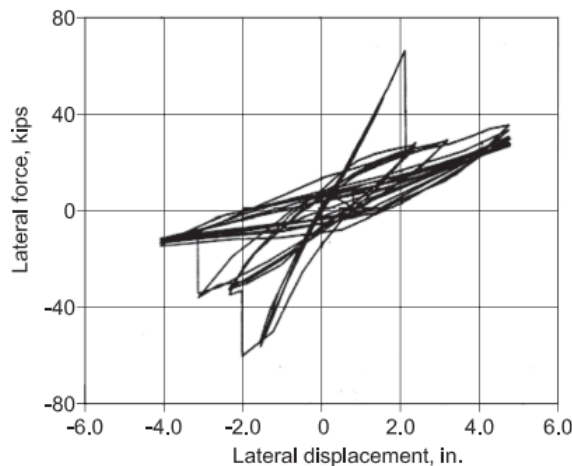
$$(F_L)_{ext} = \left(\frac{L}{2} \sum_{i=1}^n (V_{ne})_i + \frac{L^2}{8} \sum_{i=1}^n W_{iu} + M_{pc} \right) / \left(\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i \right) \quad (2.7)$$

Untuk bentang interior, gaya lateral ke arah kanan dan kiri memberikan hasil yang sama:

$$(F_R)_{int} = \left(L \sum_{i=1}^n (V_{ne})_i + 2M_{pc} \right) / \left(\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i \right) \quad (2.8)$$

Setelah semua gaya perlu untuk mencapai keseimbangan telah diberikan pada struktur *free body*, elemen-elemen pada struktur *free body* (selain segmen khusus) dapat mulai didesain dengan analisis elastis yang biasa.

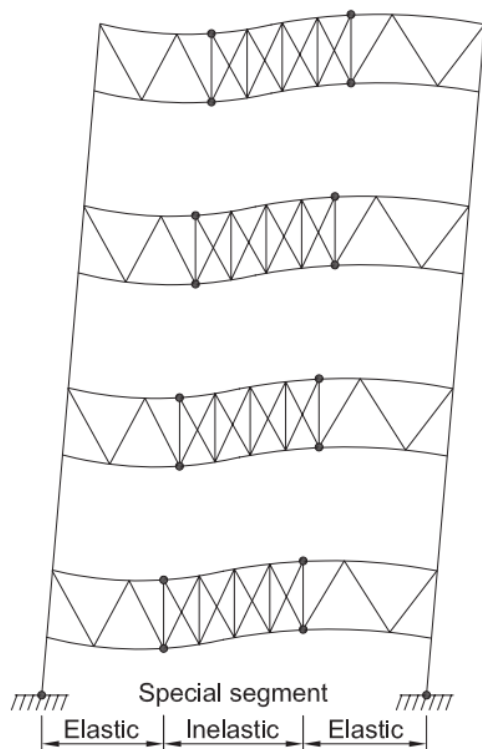
Kurva beban lateral terhadap perpindahan lateral (*Hysteretic degradation*) seperti yang digambarkan pada Gambar 2.6. yang menghasilkan penyimpangan vertikal yang besar pada rangka bangunan yang mengalami gerakan tanah gempa dengan percepatan puncak sekitar 0,4g dan 0,5g.



Gambar 2.6. Kurva *Hysteretic Degradation*.

Sumber : American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings*. AISC 341-16. p. 9.1-245.

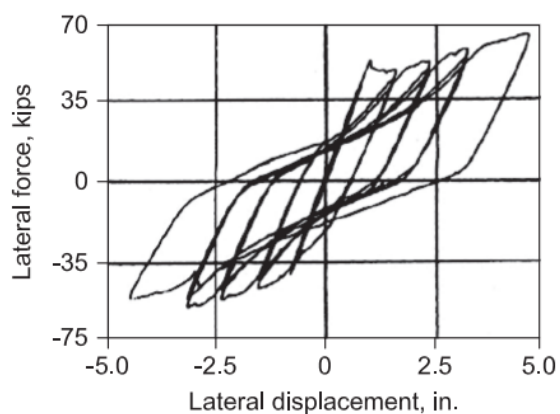
Penelitian menghasilkan pengembangan gelagar rangka batang khusus yang membatasi deformasi inelastis pada segmen khusus rangka batang (Itani and Goel, 1991; Goel and Itani, 1994b; Basha and Goel, 1994). Seperti diilustrasikan pada Gambar 2.7 *chord dan web members* (disusun dalam pola berbreis-X) segmen khusus dirancang untuk menahan deformasi inelastis yang besar, sedangkan struktur lainnya tetap elastis.



Gambar 2.7. Mekanisme desain yang diinginkan dari RMRBK dengan batang diagonal pada segmen khusus

Sumber : American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings*. AISC 341-16. p. 9.1-246.

Seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.8, RMRBK bersifat daktail dengan dengan perilaku histeretik yang stabil. Perilaku histeretik yang stabil berlanjut untuk sejumlah siklus, hingga *story drift* mencapai 3 persen.



Gambar 2.8. Perilaku Histeretik pada RMRBK.

Sumber : American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic provisions for structural*

steel buildings. AISC 341-16. p. 9.1-247.

2.6 Kinerja Batas Ultimit

Pada SNI 1726:2019, terdapat beberapa persyaratan yang harus dipenuhi dalam desain bangunan terhadap gempa. Batasan sistem struktur dan batasan tinggi bangunan dapat dilihat pada Tabel 28. Selain itu dalam mengecek simpangan antar tingkat (*story drift*), ada batas maksimum yang harus dipenuhi sesuai dengan kategori risiko dari suatu struktur. Syarat untuk batas maksimum *story drift* terdapat pada SNI 1726:2019 Tabel 20.

2.7 Performance Based Design

Performance based design merupakan suatu konsep desain struktur, dimana struktur akan didesain berdasarkan target kinerja yang telah ditentukan terlebih dahulu. Pada saat akhir proses desain, target kinerja tersebut menjadi parameter minimum yang harus dipenuhi. Target kinerja yang menjadi kriteria desain diatur oleh FEMA 356 C1-3 dan terbagi menjadi 4 kategori kinerja struktur sebagai berikut.

1. Operational

- Struktur utama tetap utuh dengan kerusakan yang sangat kecil pada elemen non struktural.
- Bangunan dapat digunakan kembali setelah terjadi gempa.

2. Immediate Occupancy

- Kekakuan dan kekuatan bangunan masih baik.
- Bangunan dalam kondisi aman dengan kerusakan beresiko kecil.
- Tidak ada *permanent drift* dan *drift ratio* berada di bawah 0.7%.

3. Life Safety

- Sambungan memiliki kemungkinan terjadi kerusakan.
- *Special segment* pada *truss beam* mengalami tekuk atau leleh tetapi tidak sampai mengalami kegagalan.
- Bangunan mengalami kerusakan tingkat sedang.
- Terjadi beberapa *permanent drift* dan *drift ratio* berada di bawah 1.0%-2.5%.

4. Collapse Prevention

- Bangunan mengalami kerusakan parah dan hampir runtuh.
- Tersisa sedikit kekuatan dan kekakuan bangunan.
- Terjadi *permanent drift* yang besar dan batas *drift ratio* adalah 5%.

2.8 Analisis Struktur Dinamis

Analisis struktur yang dilakukan pada umumnya menganggap gaya yang bekerja adalah

statis, meskipun sebenarnya tidak ada satu beban pun yang bisa benar benar dikatakan sebagai statis. Tetapi, meskipun beban tersebut tidak konstan seiring waktu, beban dapat dianggap mengalami perubahan yang cukup kecil sehingga efek dinamis tidak signifikan. Dengan demikian, jelas dapat dikatakan bahwa bila perubahan beban dikatakan cukup kecil (perlahan-lahan) maka efek dinamis tidak akan terjadi dan beban tersebut dapat dianggap sebagai beban statis (Lumantarna, 2001, p. 1).

Terdapat dua metode analisis struktur terhadap beban gempa yaitu analisis statis ekuivalen dan analisis secara dinamis. Analisis statis ekuivalen merupakan cara analisis struktur secara dinamis yang paling sederhana dimana beban statik horizontal diperoleh dari pengaruh respon ragam getar gempa pertama. Di samping itu, analisis secara dinamis juga terbagi menjadi dua yaitu analisis respons spektrum dan analisis *time history*/riwayat waktu.

Analisis statik umumnya digunakan untuk bangunan yang berbentuk beraturan dimana perhitungan beban gempa nominal dapat diasumsikan sebagai beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada pusat massa. Sedangkan analisis secara dinamis biasa dilakukan untuk menghasilkan evaluasi yang lebih akurat serta mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa seperti *displacement*, *drift*, dan lain-lain.

2.8.1 Analisis Respons Spektrum

Perumusan analisis Respons Spektrum diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 6.4. Metode analisis ini sangat umum digunakan pada desain bangunan. Konsep dari metode ini adalah penyederhanaan dari analisis modal yang bertujuan untuk memprediksi respons puncak dari suatu bangunan tanpa melakukan analisis riwayat waktu (Fragiadakis, 2013). Respons Spektrum dapat didefinisikan sebagai grafik yang merepresentasikan respons maksimum dari segala kemungkinan *one-degree system* berdasarkan data yang berupa *ground motion*.

2.8.2 Analisis Time History

Analisis Riwayat Waktu atau *Time History* merupakan suatu cara analisis yang dilakukan untuk mengetahui riwayat waktu respon dinamik suatu struktur terhadap gerakan tanah berdasarkan data catatan gempa pada suatu tempat sebagai data masukan. Untuk mengetahui respons struktur saat gempa terjadi, ditinjau dari berbagai aspek seperti terbentuknya sendi plastis, *displacement*, dan *drift ratio*, maka dilakukan analisis dinamik riwayat waktu.