

STUDI TENTANG DAKTILITAS STRUKTUR PADA SISTEM *SHEARWALL FRAME* DENGAN *BELT TRUSS*

Pamuda Pudjisuryadi, Benjamin Lumantarna

Dosen Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil – Universitas Kristen Petra
Email: pamuda@petra.ac.id

Debby Kurnia Dewi, Adi Susanto

Alumni Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil - Universitas Kristen Petra

ABSTRAK

Beberapa penelitian yang telah dilakukan menunjukkan bahwa *belt truss* dapat berfungsi dengan baik sebagai (*virtual*) *outrigger*, tetapi penelitian-penelitian tersebut hanya meninjau perilaku elastis dan belum meninjau perilaku nonlinier struktur akibat gempa besar. Dalam penelitian ini perilaku nonlinier sebuah struktur *shearwall-frame-belt truss* 30 tingkat yang direncanakan dengan daktilitas struktur sebesar 3.75, dievaluasi menggunakan analisis dinamis non-linier riwayat waktu. Rekaman gempa yang digunakan sebagai beban adalah gempa El Centro 18 Mei 1940 komponen *North – South* yang dimodifikasi agar mempunyai respons spectrum sesuai dengan SNI 03-1726-2002 dengan periode ulang 27, 67, 135, 260, 500 dan 1050 tahun. Hasil penelitian menunjukkan untuk struktur yang ditinjau, daktilitas struktur 3.75 tidak dapat digunakan, karena pada gempa dengan periode ulang 135 tahun, beberapa elemen struktur telah mencapai *damage index* lebih dari satu (melewati batas *safety limit state*).

Kata kunci: daktilitas, *shearwall frame-belt truss*, analisis dinamis non-linier riwayat waktu, *damage index*.

ABSTRACT

Previous researches have shown that belt truss could function very well as (virtual) outrigger in the elastic region, the non-linear behaviour of the structural system has not been studied. In this study the performance of a 30 story shearwall-frame-belt truss structure which is designed using structural ductility equal to 3.75 is evaluated using dynamic nonlinear time history analysis. The earthquake loads used are spectrum consistent acceleration in accordance to the Indonesian Earthquake Code, SNI 03-1726-2002 modified from the North-South components of El Centro, May 18, 1940 with return periods of 27, 67, 135, 260, 500, and 1050 years. It is shown that for the structure considered in this study, a structural ductility of 3.75 could not be used, since some structural elements fail (damage index > 1) at 135 years return period.

Keywords: ductility, shear wall-frame-belt truss, dynamic non-linear time history analysis, damage index.

PENDAHULUAN

Dalam perencanaan struktur bangunan tinggi untuk mereduksi simpangan lateral sering ditambahkan struktur *outrigger*, sehingga didapatkan sistem struktur *shearwall-frame-outrigger*. Sistem ini menghubungkan *shearwall* dengan kolom eksterior melalui *outrigger*, dan telah terbukti efektif dapat mereduksi simpangan lateral yang cukup signifikan [1], akan tetapi adanya balok raksasa (*outrigger*) menyebabkan pemanfaatan ruang menjadi terbatas. Untuk mengatasi hal ini beberapa peneliti [1,2,3,4] mengusulkan penggunaan sistem struktur *belt truss*, yang dikombinasikan

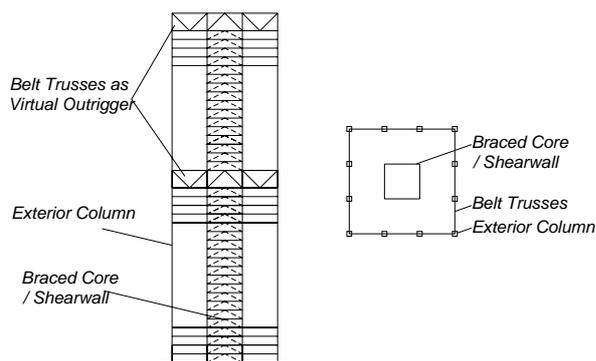
dengan *shearwall* atau *shearwall-frame* sehingga menjadi suatu sistem struktur yang dinamakan *virtual outrigger*. Nair [2] menunjukkan bahwa *virtual outrigger* pada bangunan 77 lantai yang dibentuk dari *shearwall-belt truss* ternyata dapat mereduksi simpangan lateral pada bangunan tinggi dengan baik. Hasil penelitian serupa didapatkan oleh Lumantarna et al. [3,4] pada struktur *shearwall-frame-belt truss* 30 dan 60 lantai. Hal yang belum terungkap dengan jelas dalam beberapa penelitian terdahulu adalah bagaimana tingkat daktilitas dari sistem struktur *shearwall frame-belt truss* tersebut. Analisis pada struktur hanya dilakukan secara elastis saja. Pada penelitian ini, struktur *virtual outrigger* dianalisis dengan menggunakan analisis dinamis non-linier riwayat waktu untuk mengetahui perilaku nonliniernya terhadap beban seismik.

Catatan: Diskusi untuk makalah ini diterima sebelum tanggal 1 Juni 2006. Diskusi yang layak muat akan diterbitkan pada Dimensi Teknik Sipil Volume 8, Nomor 2, September 2006.

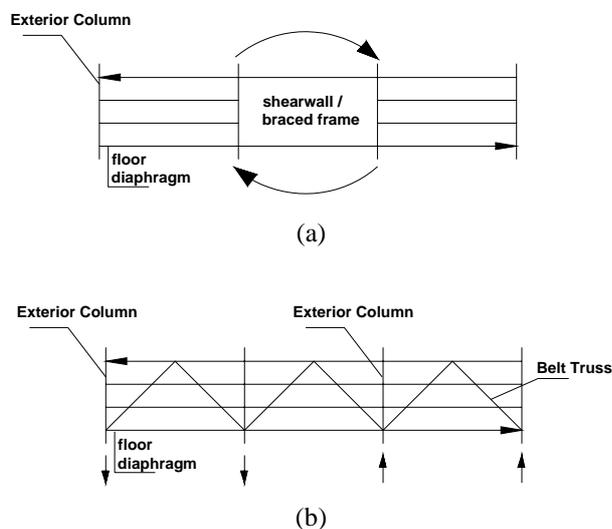
LANDASAN TEORI

Belt Truss sebagai *Virtual Outrigger*

Belt truss adalah struktur rangka batang yang ditempatkan pada kolom-kolom eksterior dan mengelilingi gedung di sebelah luar. Nair [2] memperkenalkan *belt truss* dengan sebutan *virtual outrigger* karena penempatannya yang tidak berada di tengah denah bangunan tetapi tetap mampu berfungsi seperti *outrigger*. Penempatan *belt-truss* pada bangunan tinggi seperti terlihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Visualisasi Penempatan *Belt Truss* pada Bangunan Tinggi [2]



Gambar 2. (a) Transfer *Overturning Moment* dari *Core* ke Diafragma Lantai (b) Transfer Gaya dari Diafragma Lantai ke Kolom Eksterior

Sistem *virtual outrigger* mengeliminasi hubungan langsung antara dinding geser dengan kolom-kolom luar yang dilakukan oleh balok-balok *outrigger*. Dasar pemikiran utama dari sistem ini yaitu penggunaan lantai diafragma yang mempunyai kekakuan yang besar pada bidangnya (*in-plane stiffness*) untuk mentransfer momen guling (*overturning moment*) yang dialami *core* akibat gaya lateral menjadi gaya kopel horizontal (Gambar 2a) dari dinding geser ke struktur rangka batang [2].

Selanjutnya *belt truss* akan mengkonversi gaya kopel horizontal pada diafragma lantai menjadi gaya kopel vertikal pada kolom-kolom eksterior (Gambar 2b).

Daktilitas Struktur dan Faktor Reduksi Gempa (R)

Daktilitas merupakan kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

Daktilitas struktur gedung (μ) adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan (δ_m) dengan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama (δ_y) [5]. Daktilitas yang tersedia pada struktur dapat dinyatakan dengan persamaan berikut:

$$1.0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (1)$$

dimana $\mu = 1.0$ merupakan daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem stuktur gedung yang bersangkutan.

Setiap struktur gedung mempunyai faktor kuat lebih beban dan bahan yang terbentuk oleh kekuatan terpasang dari unsur-unsur struktur yang direncanakan melalui cara Perencanaan Beban dan Kuat Terfaktor. Nilai faktor kuat lebih beban dan bahan ini ditetapkan sebesar $f_1 = 1.6$ [5]. Dengan adanya faktor kuat lebih beban dan bahan ini, maka pengaruh beban rencana dapat direduksi menjadi beban gempa nominal dengan suatu faktor reduksi gempa (R) menurut persamaan:

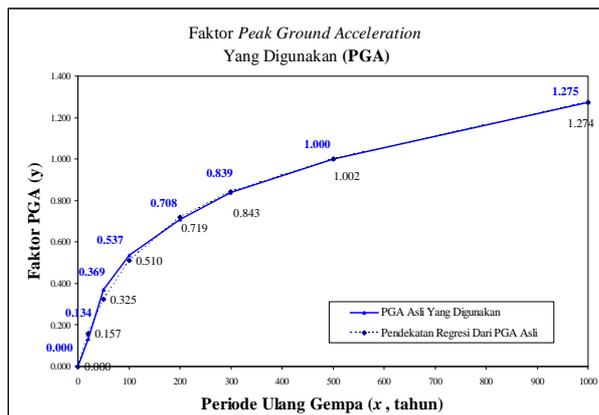
$$1.6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m \quad (2)$$

Sehingga untuk struktur yang berperilaku elastis ($\mu = 1$) didapatkan $R = 1.6$ sedangkan untuk struktur dengan daktilitas maksimum, $\mu = 5.3$, didapatkan $R_m = 8.5$ [5]. Dalam Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Indonesia, SNI 03-1726-2002 [5] ditetapkan nilai μ yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung berikut faktor reduksi R yang bersangkutan. Karena pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Indonesia [5] tidak terdapat referensi tentang struktur *shearwall frame* dengan

belt truss, maka untuk penelitian ini dicoba menggunakan daktilitas struktur $\mu=3.75$, dengan demikian struktur direncanakan dengan menggunakan faktor reduksi beban gempa $R = 6.0$.

Peak Ground Acceleration

Peak Ground Acceleration (PGA) ialah percepatan muka tanah maksimum pada suatu wilayah. PGA untuk gempa rencana (periode ulang 500 tahun), untuk tiap wilayah kegempaan dan jenis tanah telah ditentukan pada SNI 03-1726-2002 [5]. Dalam penelitian ini Faktor PGA adalah perbandingan PGA untuk gempa dengan suatu periode ulang tertentu terhadap PGA untuk gempa periode ulang 500 tahun. PGA untuk berbagai periode ulang gempa, bisa dilihat secara grafis dan tabulasi pada Gambar 3 [6] dan Tabel 1. Faktor PGA ini digunakan untuk memodifikasi gempa yang digunakan untuk analisa agar bisa mewakili periode-periode ulang yang diinginkan.



Gambar 3. Faktor *Peak Ground Acceleration* yang Digunakan [6]

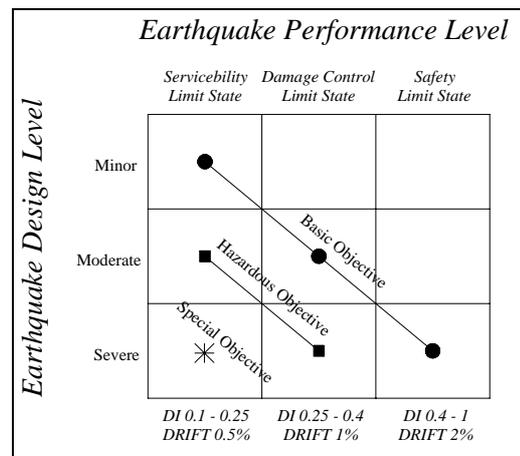
Tabel 1. Hubungan Antara Faktor PGA yang Dipakai dengan Periode Ulang Gempa

Faktor PGA	Periode Ulang Gempa (tahun)	Pga (g)
0.2	27	0.04
0.4	67	0.08
0.6	135	0.12
0.8	260	0.16
1.0	500	0.20
1.3	1050	0.26

Damage Index

Salah satu parameter yang digunakan untuk menganalisa kinerja struktur adalah kerusakan yang terjadi. Kerusakan yang terjadi pada suatu struktur biasanya dinyatakan dalam suatu nilai yang disebut *damage index*. Nilai tersebut merupakan perbandingan antara daktilitas yang diperlukan terhadap daktilitas yang tersedia dalam suatu struktur [7]. Berdasarkan *Asian Concrete Model*

Code (ACMC), ditetapkan tiga kondisi batas untuk memeriksa dan mengevaluasi kinerja seismik struktur bangunan, yaitu *serviceability limit state*, *damage control limit state*, dan *safety limit state* [8]. Tingkatan kinerja struktur berdasarkan ACMC, dapat dilihat pada Gambar 4. Untuk nilai *damage index* lebih dari satu, struktur diasumsikan mengalami kehancuran. Hal tersebut dapat disebabkan oleh beberapa hal, antara lain metode desain yang tidak sesuai, tingkat daktilitas yang kurang tepat, serta perencanaan denah struktur yang tidak menguntungkan dari segi pembebanan gempa.



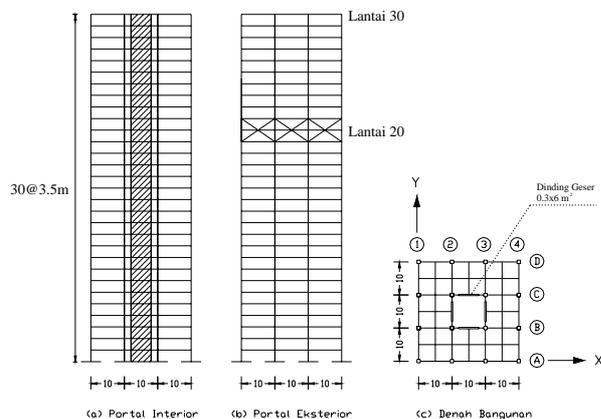
Gambar 4. Tingkat Kinerja Struktur [8]

BANGUNAN YANG DITINJAU DAN ANALISIS

Pada penelitian ini, ditinjau sebuah gedung tinggi 30 lantai, menggunakan sistem *shearwall-frame* dengan *belt truss* sebagai *virtual outrigger*. *Belt truss* diletakkan di antara lantai 20 dan 21. Denah bangunan dan potongannya dapat dilihat pada Gambar 5, sedangkan dimensi elemen struktur dapat dilihat pada Tabel 2. Struktur dianggap berada di wilayah gempa dan di atas tanah lunak dan direncanakan terhadap beban gempa sesuai dengan SNI 03-1726-2002 [5], sedangkan untuk struktur beton direncanakan dengan cara kapasitas sesuai dengan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SKSNI T-15-1991-03 [9] yang disesuaikan dengan SNI 03-2847-2002 [10].

Analisis yang digunakan untuk meramalkan tingkat daktilitas struktur adalah analisis dinamis non-linier riwayat waktu, dengan bantuan program RUAUMOKO 3D. Pembebanan gempa dilakukan pada satu arah, menggunakan gempa *El Centro* 18 Mei 1940 komponen *North-South* yang dimodifikasi sesuai dengan spektrum gempa rencana pada SNI

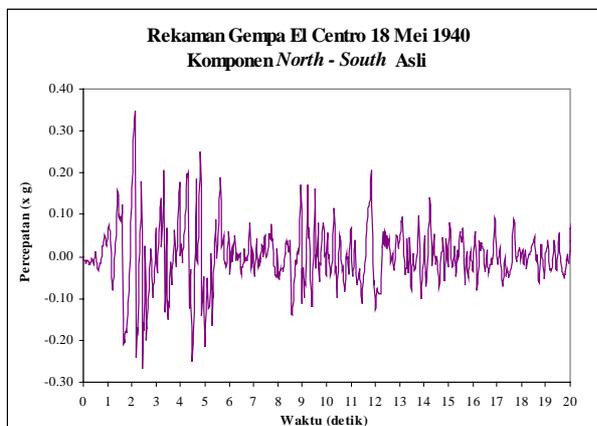
03-1726-2002, dengan periode ulang 27, 67, 135, 260, 500, dan 1050 tahun. Rekaman asli dan modifikasi gempa El Centro 18 Mei 1940 komponen North-South dapat dilihat dalam Gambar 6, dan Gambar 7, sedangkan Respons Spektrum gempa yang telah dimofikasi maupun yang asli dapat dilihat dalam Gambar 8.



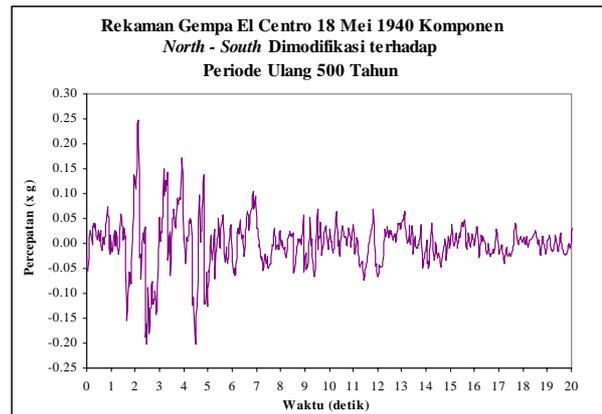
Gambar 5. Penampang dari Model Komputer Bangunan yang akan Ditinjau

Tabel 2. Dimensi Elemen Struktur

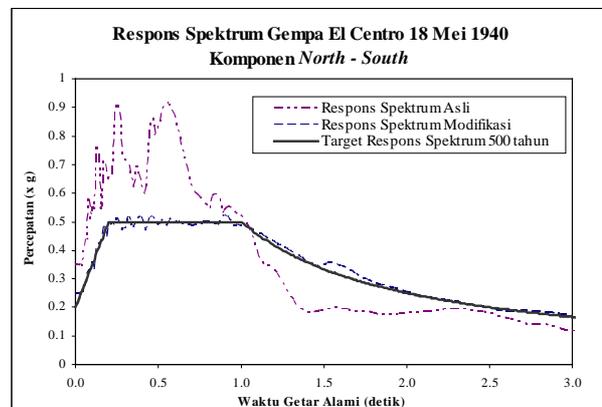
Elemen	Keterangan
Luas bangunan	30 x 30 m ²
Tinggi bangunan	30 tingkat, 105 m
Tinggi antar tingkat	3.5 m
Balok induk	0.5 x 0.8 m ²
Balok anak	0.3 x 0.6 m ²
<i>Belt truss</i>	0.5 x 1.0 m ²
Kolom lantai 1-10	1.1 x 1.1 m ²
Kolom lantai 11-21	0.9 x 0.9 m ²
Kolom lantai 22-30	0.7 x 0.7 m ²
Pelat lantai	Tebal = 0.15 m
Mutu beton (f _c)	30 Mpa
Tulangan longitudinal (f _y)	400 Mpa
Tulangan sengkang (f _y)	240 Mpa
Dinding Geser	0.3 x 6 m ²



Gambar 6. Rekaman Gempa El Centro 18 Mei 1940 *North-South* Asli



Gambar 7. Rekaman Gempa El Centro 18 Mei 1940 *North-South* yang Dimodifikasi terhadap Periode Ulang 500 Tahun



Gambar 8. Respons Spektrum Gempa El Centro 18 Mei 1940 *North-South* asli dan modifikasi

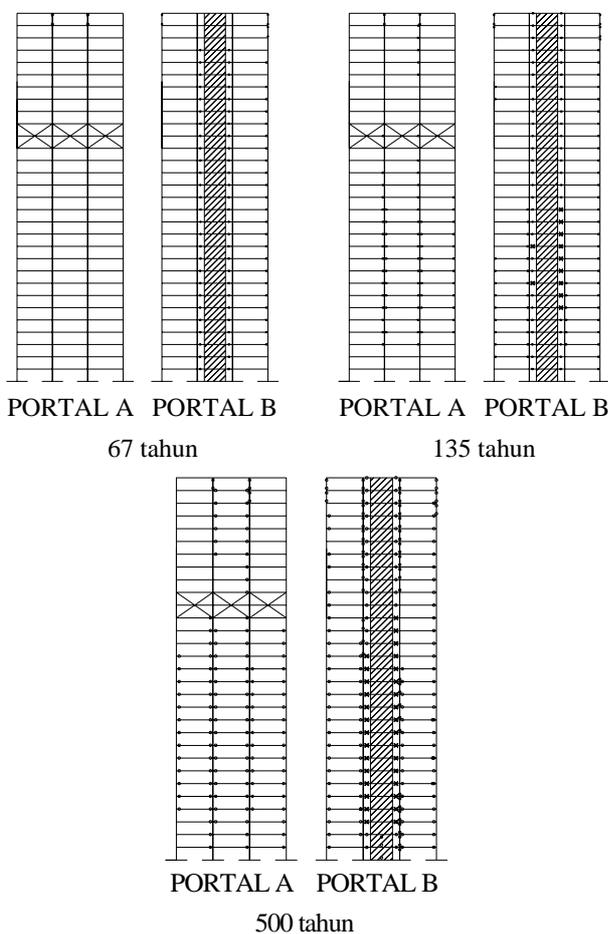
PEMERIKSAAN DAKTILITAS STUKTUR DAN DISKUSI

Posisi Sendi Plastis

Posisi terjadinya sendi plastis portal yang dianalisis dengan analisa dinamis nonlinier riwayat waktu untuk gempa satu arah (sejajar sumbu X) dengan periode ulang 67, 135, dan 500 tahun dapat dilihat pada Gambar 9. Portal A ditampilkan untuk mewakili portal eksterior, sedangkan portal B mewakili portal interior (portal C dan D bersifat simetris berturut-turut terhadap portal A dan B, sehingga tidak perlu ditampilkan). Portal pada arah tegak lurus gempa, yaitu portal 1, 2, 3, dan 4 tidak mengalami kerusakan yang signifikan.

Dari Gambar 9, dapat dilihat bahwa untuk intensitas gempa yang relatif kecil (periode ulang 67 tahun), bangunan mengalami sendi plastis pada balok-balok pendek yang terletak di daerah *core*, tetapi belum mengalami kerusakan (*damage index* < 1.0) Sedangkan untuk intensitas gempa yang

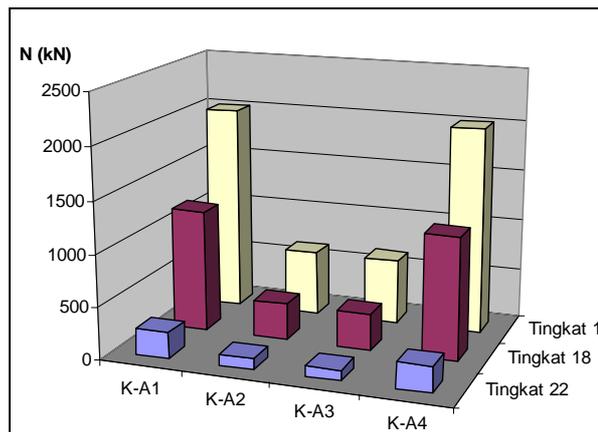
lebih besar (periode ulang gempa 135 tahun), bangunan mengalami sendi plastis pada ujung-ujung balok baik pada portal interior maupun eksterior. Kerusakan dengan nilai *damage index* > 1.0 sudah mulai terjadi pada balok-balok pendek di daerah *core* (ditandai dengan tanda silang pada gambar). Posisi sendi plastis dan kerusakan yang terjadi pada bangunan karena gempa 500 tahun mirip dengan yang diakibatkan gempa 135 tahun, hanya saja jumlah sendi plastis menjadi lebih banyak, serta sendi plastis pada kaki *shear wall* mulai muncul. Untuk gempa yang sangat besar (periode ulang 1050 tahun) bangunan mengalami kehancuran total, semua elemen struktur memiliki nilai *damage index* lebih dari satu.



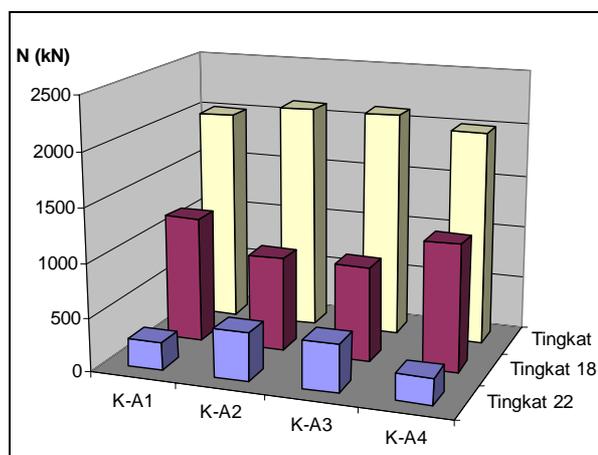
Gambar 9. Posisi Sendi Plastis pada Portal arah X untuk Pembebanan Gempa dengan Periode Ulang 67, 135, dan 500 Tahun

Gaya Normal pada Kolom-Kolom Portal Eksterior (Portal A)

Gaya normal yang terjadi pada kolom-kolom Portal A akibat pembebanan gempa arah X maupun Y, berturut-turut pada tingkat di atas belt truss (story 22), pada tingkat di bawah belt truss (story 18), dan pada tingkat terbawah (story 1), dapat dilihat pada Gambar 10.



(a) Akibat Gempa arah X



(b) Akibat Gempa arah Y

Gambar 10. Gaya Aksial Kolom Portal A

Dari Gambar 10(a) dapat dilihat fungsi *belt truss* pada bangunan dalam mentransfer momen guling menjadi gaya-gaya kopel pada kolom. Kolom-kolom eksterior (K-A1, dan K-A4) yang pada tingkat diatas letak *belt truss* (tingkat 22) menerima gaya normal sekitar 2.4 kali lipat gaya normal pada kolom-kolom interior (K-A2, dan K-A3), pada tingkat dibawah *belt truss* (tingkat 18) meningkat menjadi sekitar 3.3 kali lipat. Sedangkan pada Gambar 10(b) dapat dilihat pada tingkat diatas *belt truss* (tingkat 22) gaya dari *core* melalui interaksi *shear wall-frame*, diterima oleh kolom portal interior (K-A2 dan K-A3), sedangkan dibawah *belt truss* (tingkat 18) kolom portal exterior menerima gaya normal yang lebih besar dari portal interior. Hal ini menunjukkan pengaruh *belt truss* sebagai *virtual outrigger*. Gaya dari *core* lebih dominan tertransfer ke portal-portal exterior dimana *belt truss* berada.

Diskusi

Dari hasil analisis dinamis non-linier riwayat waktu, didapatkan beberapa kerusakan pada elemen struktur seperti tampak pada Gambar 9. Kerusakan dominan terjadi pada tumpuan balok-balok penghubung *shearwall* dengan kolom interior.

Hal ini disebabkan oleh bentang balok yang terlalu pendek, sehingga pada daerah tersebut balok cenderung mengalami gaya-gaya dalam yang sangat besar. Pada saat balok pendek ini telah mengalami kerusakan, keseluruhan struktur bangunan masih dapat berdiri. Hal ini disebabkan karena kolom dan *shearwall* yang berfungsi sebagai penyalur beban menuju pondasi tidak mengalami kerusakan. Sedangkan fungsi dari balok pendek ini masih dapat digantikan oleh adanya pelat lantai yang sangat kaku dalam arah bidangnya untuk mentransfer beban lateral menuju kolom-kolom eksterior.

Akibat gempa rencana yang diberikan, kolom lantai dasar yang memiliki gaya aksial paling besar adalah kolom eksterior B-1, C-1, B-4, dan C-4. Perilaku demikian menunjukkan bahwa transfer beban dari *core* ke *belt truss* sangat dipengaruhi oleh kekakuan relatif balok penghubung *core* dengan kolom eksterior terhadap kekakuan lantai pada bidangnya.

KESIMPULAN

Dari hasil pemeriksaan sendi plastis dan *damage index* yang terjadi pada sistem struktur *shearwall frame* dengan *belt truss* 30 tingkat, di mana beban gempa yang digunakan adalah El Centro 18 Mei 1940 komponen *North – South* yang dimodifikasi sesuai dengan SNI 03-1726-2002, dapat disimpulkan bahwa daktilitas struktur yang digunakan pada penelitian ini kurang tepat. Dengan nilai daktilitas struktur (μ) sebesar 3.75 yang dipakai, diharapkan *damage index* yang terjadi pada semua elemen struktur kurang dari satu (tidak melewati *safety limit state*), akan tetapi dari hasil evaluasi yang dilakukan, didapatkan kerusakan pada balok-balok pendek dengan *damage index* > 1.0 pada pembebanan gempa dengan periode ulang 135 tahun ke atas. Penelitian masih terbuka untuk studi serupa, dengan daktilitas struktur yang lebih kecil, atau mengubah sistem struktur dengan menggunakan *frame* yang tidak mempunyai balok pendek yang berhubungan langsung dengan *core*.

DAFTAR PUSTAKA

1. Adhi, A. dan Tenggara, W. A., *Pemakaian Belt Truss sebagai Virtual Outrigger*, Tugas Akhir. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil. Surabaya: Universitas Kristen Petra, 2000.
2. Nair, R.S., Belt Trusses and Basements as “Virtual” Outriggers for Tall Buildings, *Engineering Journal*, AISC, Fourth Quarter/1998 pp 140-146.

3. Lumantarna, B., Francisca, dan Rosilawati, Perilaku Belt Truss sebagai Virtual Outrigger, *Prosiding Seminar HAKI*, 1999.
4. Lumantarna, B., The Effectiveness of Belt Truss As Virtual Outrigger for Tall Building, *Proceedings ICCMC/IBST 2001 International Conference on Advanced Technologies in Design, Construction and Maintenance of Concrete Structures*, May 2001.
5. Badan Standarisasi Nasional, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung*, SNI 03-1726-2002, 2002
6. Susila, I.G.M., *Seismic Microzonation and Site Specific Respon Analysis for Denpasar*, Tugas Akhir. Geotechnical Engineering, Graduate Program, Institute of Technology, Bandung, 2000.
7. Carr, A.J., *RUAUMOKO, 3-Dimensional Version*. New Zealand : University of Canterbury, 2001.
8. International Committee on Concrete Model Code, *Asian Concrete Model Code, Level 1 & 2 Documents, Second Draft*. International Committee on Concrete Model Code, Japan, 1999.
9. Departemen Pekerjaan Umum, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, SKSNI T-15-1991-03, 1991.
10. Badan Standarisasi Nasional, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*, SNI 03-2847-2002, 2002.