

ASESMEN KINERJA STRUKTUR GEDUNG TIMBUL JAYA PLAZA KOTA MADIUN PASCA ALIH FUNGSI

Rosyid Kholilur R¹⁾, SA Kristiawan²⁾ dan Mukahar²⁾

¹⁾ Program Studi Teknik Sipil, Universitas Merdeka Madiun, Jl. Serayu Timur No. 56 Madiun
E-mail: roko86@yahoo.co.id

²⁾ Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami No. 36A Surakarta 57126

Abstrak

Gedung Timbul Jaya Plaza berlokasi di Jalan Pahlawan kota Madiun sebelumnya digunakan sebagai kantor bank dan didesain dengan menggunakan peraturan ketahanan gempa yang lama (SKBI 1987). Struktur bangunan (pelat lantai 1) telah diperkuat dengan balok WF Castella dengan tujuan meningkatkan kapasitas dalam mendukung fungsi barunya sebagai plaza. Saat ini, peraturan ketahanan gempa untuk gedung yang baru (SNI 03 1726 2002) telah diterbitkan sebagai pengganti peraturan gempa yang lama. Perubahan fungsi bangunan dan peraturan ketahanan gempa memunculkan keraguan terkait kapasitas dan kinerja struktur dalam melawan gempa. Makalah ini menyajikan asesmen struktur gedung Timbul Jaya Plaza yang secara khusus akan meninjau pengaruh implementasi peraturan gempa yang baru (SNI 03 1726 2002) terhadap kekuatan dan kinerja gedung tersebut. Sebagai tambahan, analisis beban dorong statik non-linier juga dilakukan untuk mengevaluasi kinerja gedung melawan gempa dengan berpedoman pada ATC 40. Hasil asesmen menunjukkan bahwa kekuatan keseluruhan elemen struktur masih berada dalam batas penerimaan. Berdasarkan evaluasi seismik menurut SNI 03 1726 2002, simpangan dan simpangan antar tingkat struktur juga masih memenuhi kriteria. Hasil analisis beban dorong statik non-linier menurut ATC 40 mengindikasikan tingkat kinerja struktur gedung dapat dikategorikan ke dalam Damage Control.

Kata kunci: perubahan fungsi bangunan, asesmen, gempa, analisis beban dorong

Abstract

Timbul Jaya Plaza building located at Pahlawan street in Madiun city was used as an office bank and designed based on the previous earthquake resistance building code (SKBI 1987). The structure of the building (slab of the first floor) has been strengthened with WF Castella beam in order to increase its capacity to support its new function as plaza. Currently, a new code has been (SNI 03 1726 2002) has been introduced to amend SKBI 1987. The alteration of building function and the amendment of the code have raised a concern related to the structural capacity and performance of the building against earthquake. This paper presents structural assessments of Timbul Jaya Plaza with special reference to evaluate the effect of implementation of the new earthquake code (SNI 03 1726 2002) on the strength and performance of the building. In addition, non-linear static pushover analysis is also performed to assess the performance of the building against earthquake in accordance with ATC 40 guidance. The results indicate that the capacities of all structural elements are within the acceptable criteria of strength requirements. Based on SNI 03 1726 2002 seismic evaluation, the drift and inter-story drift of the building are also within the acceptable criteria. Result of non-linear static pushover analysis based on ATC 40 procedure indicate that the building could be categorized within Damage Control performance level.

Keywords : alteration of building function, assessment, earthquake, pushover analysis

1. PENDAHULUAN

Seiring tuntutan kebutuhan manusia yang terus berkembang maka diperlukan infrastruktur penunjang yang memadai. Salah satu infrastruktur tersebut adalah gedung. Dalam pemenuhan kebutuhan infrastruktur gedung tersebut, tidak selamanya pembangunan gedung yang baru sebagai pilihan yang tepat. Pemanfaatan gedung yang sudah ada dapat menjadi pilihan yang lebih efisien, diantaranya dengan mengalihfungsikan bangunan yang sudah ada untuk digunakan dengan fungsi yang baru.

Gedung Timbul Jaya Plaza yang terletak di Jalan Pahlawan Madiun, sebelumnya merupakan milik Bank Harapan Sentosa (BHS). Gedung ini ketika berpindah tangan dari pemilik lama ke pemilik baru tidak bisa langsung digunakan karena akan diadakan perubahan fungsi. Sebelumnya dipakai sebagai kantor bank kemudian akan digunakan sebagai plaza.

Berkait dengan terjadinya alih fungsi bangunan maka akan terjadi perubahan pembebanan pada bangunan tersebut. Masalah yang timbul adalah desain pembebanan ruang tersebut yang semula untuk kantor dengan beban hidup 250 kg/m² akan berubah menjadi desain pembebanan untuk plaza sebesar 400 kg/m² sehingga menimbulkan keraguan mengenai keamanan gedung tersebut apabila digunakan untuk fungsi barunya. Selain adanya perubahan beban gravitasi, terdapat juga perubahan beban gempa. Hal ini perlu ditinjau mengingat gedung ini ketika dibangun mengacu pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung SKBI 1987 [1]. Sesuai dengan perkembangan maka saat ini telah diberlakukan SNI 03 1726 2002 tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Gedung [2]. Perubahan kode bangunan tentang gempa ini juga akan menimbulkan pertanyaan apakah gedung Timbul Jaya Plaza masih memenuhi persyaratan gempa ditinjau dari peraturan gempa yang sekarang berlaku.

Asesmen terhadap struktur gedung ini sebenarnya sudah dilakukan baik melalui Uji Beban Langsung maupun secara analisis oleh Tim Laboratorium Beton dan Konstruksi Universitas Kristen Petra Surabaya. Dari Uji Beban Langsung tersebut diketahui beban maksimum yang mampu dipikul oleh struktur pelat adalah 320 kg/m², yang berarti elemen pelat tidak memenuhi syarat untuk memikul beban hidup untuk fungsi plaza sebesar 400 kg/m². Sedangkan analisis perhitungan struktur dengan menggunakan data kuat tekan karakteristik beton 360 kg/cm² (sesuai dengan pengujian *hammer test*) dan mutu baja U39 dan U24 masing-masing untuk baja ulir dan polos (sesuai *as built drawing*) menghasilkan kesimpulan elemen balok dan kolom gedung tersebut masih memenuhi syarat untuk memikul pembebanan fungsi plaza. Rekomendasi yang diberikan dari asesmen ini adalah perlunya dilakukan perkuatan pada struktur pelat dengan menempatkan balok anak jenis WF Castella. Perlu dicatat bahwa asesmen yang telah dilakukan tersebut belum meninjau pengaruh beban gempa sesuai kode bangunan yang baru [2].

Makalah ini menyajikan hasil analisis ulang terhadap gedung Timbul Jaya Plaza pasca alih fungsi, yang pada bagian pelat lantai 1 telah diperkuat dengan balok anak jenis WF Castella. Analisis dititikberatkan pada kemampuan elemen struktur pelat, balok, dan kolom setempat akibat kombinasi beban mati, beban hidup dan beban gempa. Kemampuan elemen balok anak jenis WF Castella sebagai perkuatan pelat juga akan dievaluasi. Kinerja gedung akibat pengaruh gempa akan dievaluasi dengan berpedoman pada ketentuan didalam SNI 03 1726 2002 [2] maupun dengan metode *pushover* sesuai dengan kriteria ATC 40-1997 [3]. Hasil yang diperoleh dari analisis ulang ini akan memastikan terpenuhi tidaknya persyaratan kekuatan struktur akibat alih fungsi maupun kinerjanya terhadap pengaruh gempa pada gedung Timbul Jaya Plaza kota Madiun.

2. PROSEDUR ASESMEN

2.1. Pengumpulan Data

Data yang dipergunakan merupakan data sekunder dan diperoleh dari Dinas PU Kota Madiun. Data-data tersebut meliputi: *as built drawing*, foto lapangan, mutu beton dan data kondisi tanah.

2.2. Penentuan Beban Mati, Beban Hidup dan Beban Gempa Nominal.

Perhitungan pembebanan mengacu pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung SNI 1728 1989 [4]. Mengingat masing-masing lantai dari gedung Timbul Jaya Plaza memiliki fungsi yang berbeda-beda maka perhitungan beban hidup untuk tiap-tiap lantai juga harus disesuaikan dengan fungsi penggunaan masing-masing lantai tersebut. Beban mati, beban hidup serta beban gravitasi total yang harus dipikul

tiap-tiap lantai untuk keperluan analisis diperlihatkan pada Tabel 1.

Tabel 1. Pembebanan pada struktur gedung Timbul Jaya Plaza

Lantai	Luas (m ²)	Fungsi	Beban Mati (kg/m ²)	Beban Hidup (kg/m ²)	Beban Gravitasi (kg)
1	1200	hypermarke	508	400	1287253.0
2	984	pertokoan	558	250	1158522.6
3-4	965	pertokoan	558	250	1086533.1
5	880	atap	506	100	815065.6
Beban Gravitasi Total (Wt)					5433907.4

Setelah beban gravitasi total ditentukan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan beban gempa nominal yang diperoleh dengan terlebih dahulu menghitung besarnya gaya geser dasar V dari rumus berikut:

$$V = (C_1 \cdot I / R) W_t \quad (1)$$

dimana C_1 , I dan R masing-masing menyatakan faktor respon gempa, faktor keutamaan struktur dan faktor tahanan lebih. Nilai C_1 diperoleh dari spektrum respon gempa rencana sebagai mana termuat dalam SNI 1726 2002 [2] yang nilainya tergantung dari kondisi tanah serta waktu getar alami struktur T_1 . Nilai T_1 untuk struktur gedung yang dimodelkan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) seperti pada kasus gedung Timbul Jaya Plaza ini, dapat dihitung dari formula empiris berikut:

$$T_1 = C_t \cdot (h_n)^{3/4} \quad (2)$$

dimana C_t ditentukan sebesar 0.0731 [5] dan h_n menyatakan tinggi total bangunan yaitu sebesar 19,5 m. Dengan menggunakan rumus (2) diperoleh nilai T_1 sebesar 0,678 detik. Berdasarkan nilai T_1 ini serta kondisi tanah tempat berdirinya gedung Timbul Jaya Plaza di kota Madiun yang termasuk kategori tanah sedang, maka nilai C_1 dapat ditentukan sebesar 0,486.

Gedung Timbul Jaya Plaza termasuk gedung umum dengan faktor keutamaan $I = 1$. Namun karena dibangun sekitar sepuluh tahun yang lalu maka faktor keutamaan dapat dikalikan 80% sehingga dapat dipakai nilai $I = 0,8$. Sementara itu struktur diasumsikan sebagai SRPMK dengan nilai $R = 8,5$.

Rumus (1) memberikan gaya geser dasar V sebesar 248802 kg, yang selanjutnya angka ini didistribusikan ke tiap lantai menjadi beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_i W_i h_i} V \quad (3)$$

Pada persamaan (3) diatas W_i menyatakan beban total lantai ke i , yang nilainya diperoleh dari beban mati ditambah beban hidup tereduksi. Sedangkan h_i

menyatakan tinggi tingkat ke i . Nilai F_i yang bekerja pada masing-masing lantai disajikan pada Tabel 2.

Tabel 2. Distribusi beban gempa nominal F_i pada masing-masing lantai

Lantai	h_i (m)	W_i (kg)	$W_i h_i$ (kg.m)	F_i (kg)
Atap	19,5	815065,6	15893780	69208,90
4	15,5	1086533,1	16841263	73334,68
3	11,5	1086533,1	12495131	54409,60
2	7,5	1158522,6	8688920	37835,59
1	2,5	1287253,0	3218133	14013,24

2.3. Analisis Momen Pelat

Bagian dari bangunan gedung Timbul Jaya Plaza yang mengalami perubahan pembebanan setelah alih fungsi adalah lantai 1. Pelat pada lantai ini telah diperkuat dengan balok anak jenis WF Castella. Penempatan balok WF Castella dibawah pelat sebagai perkuatan dimungkinkan karena tulangan tarik dan tekan pada struktur pelat adalah sama. Dengan demikian perubahan momen yang terjadi (dari positif menjadi negatif) sebagai akibat penempatan balok anak tidak perlu dikhawatirkan akan berakibat pada kegagalan pelat. Pemasangan balok anak jenis WF Castella ini dimaksudkan untuk memperpendek bentang pelat sehingga momen yang timbul akibat beban menjadi lebih kecil. Momen terbesar yang terjadi pada pelat sebelum dan setelah perkuatan dengan balok anak WF Castella adalah 1243,33 kgm dan 821,08 kgm. Untuk lantai yang lain, karena tidak mengalami perubahan pembebanan maka tidak dilakukan evaluasi lebih lanjut.

2.4. Analisis Tegangan Balok Anak WF Castella

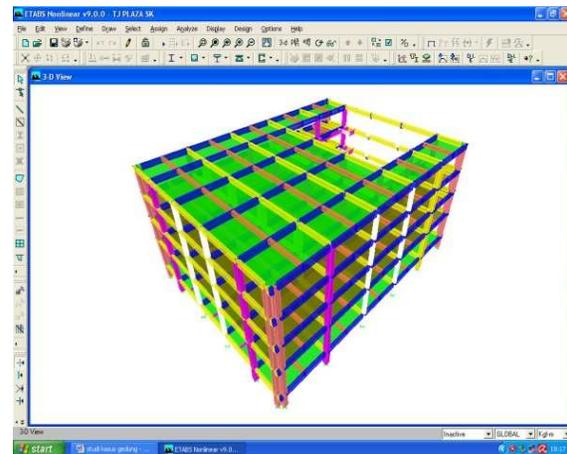
Balok anak jenis WF Castella memikul beban mati dan beban hidup dari lantai 1. Beban-beban ini dipakai sebagai masukan dalam analisis tegangan yang terjadi pada balok anak WF Castella. Analisis tegangan dilakukan dengan bantuan program SAP 2000 versi 8.

2.5. Analisis Struktur

Analisis struktur terhadap bangunan gedung Timbul Jaya Plaza ini, menggunakan asumsi SRPMK. Oleh karena itu balok dan kolom dirancang sebagai suatu model elemen yang harus mampu memberikan respons atas pembebanan yang berupa gaya normal, lintang dan momen pada 6 derajat kebebasan (*degree of freedom*). Kondisi tersebut dilakukan dengan tidak memberi batasan terhadap derajat kebebasan ($U_x, U_y, U_z, R_x, R_y, R_z = 0$) pada masing-masing nodal elemen balok. Namun demikian khusus untuk elemen kolom, nodal pada kaki kolom dikekang untuk membatasi perpindahannya ($U_x, U_y, U_z, R_x, R_y, R_z \neq 0$).

Model pembebanan *gravity load* pada elemen balok dimodelkan sebagai *uniform load* yang diterima oleh elemen *membrane* sebagai model pelat. Simulasi pembebanan akibat gempa ditinjau secara analisis statik ekuivalen yang bekerja pada pusat massa masing-masing lantai.

Penyelesaian persamaan-persamaan statika pada model struktur sebagai akibat kombinasi beban mati, beban hidup dan beban gempa nominal dilakukan menggunakan metode elemen hingga (*finite element method*) yang terdapat pada program bantu analisis struktur ETABS versi 9.0. Permodelan struktur dari gedung gedung Timbul Jaya Plaza diperlihatkan pada Gambar 1.



Gambar 1. Permodelan struktur gedung Timbul Jaya Plaza Madiun

2.6. Evaluasi Kekuatan Elemen Struktur

Data dimensi elemen struktur, penulangannya, dan data mutu beton maupun mutu baja selanjutnya digunakan untuk menentukan kapasitas elemen pelat, balok maupun kolom. Kapasitas elemen pelat dievaluasi dengan membandingkan momen nominal pelat dengan momen yang dihitung pada langkah 2.3 diatas. Kapasitas elemen balok anak WF Castella dievaluasi berdasarkan tegangan yang terjadi pada balok ini (dari perhitungan langkah 2.4) dibandingkan dengan tegangan ijinnya. Sementara itu kapasitas elemen balok dan kolom dibandingkan dengan momen, gaya geser maupun kombinasi momen-gaya aksial yang terjadi, yang telah diperoleh dari analisis pada langkah 2.5 diatas. Evaluasi kekuatan elemen balok dan kolom akan menghasilkan kesimpulan yang menyatakan persyaratan kekuatan terpenuhi manakala nilai kapasitas elemen melebihi nilai momen ataupun kombinasi momen-gaya aksial serta gaya geser yang diakibatkan oleh kombinasi beban mati, hidup dan gempa.

2.7. Evaluasi Kinerja Gempa Menurut SNI 03 1726 2002

Hasil keluaran analisis struktur pada langkah 2.5 diatas selain berupa gaya-gaya dalam, juga menyajikan besarnya simpangan (s) dan simpangan antar tingkat (Δ_s). Besarnya simpangan antar tingkat akibat pengaruh beban gempa nominal dibatasi agar tidak terjadi pelelehan baja ataupun retak beton yang berlebihan disamping kenyamanan hunian. Pembatasan ini dinamakan batas Kinerja Beban Layan (KBL), yang besarnya $\leq (0,03/R) \cdot h_i$ atau ≤ 30 mm. Selain kriteria KBL, SNI 03 1726 2002 [2] juga mensyaratkan Kinerja Batas Ultimit (KBU) yang ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar-tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Simpangan dan simpangan antar-tingkat untuk evaluasi KBU (Δ_m) ini dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal (Δ_s), dikalikan dengan suatu faktor pengali $\xi = 0,70 R$ karena termasuk gedung beraturan. Kriteria batas KBU adalah $\leq 0,02 h_i$.

2.8. Analisis Pushover

Analisis beban dorong statik (*static push over analysis*) adalah suatu cara analisis statik dua dimensi atau tiga dimensi linier dan non-linier, di mana pengaruh Gempa Rencana terhadap struktur gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk elasto-plastis yang besar sampai mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

Dari hasil analisis pushover akan didapatkan kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar terhadap peralihan, yang memperlihatkan perubahan perilaku struktur dari linear menjadi non-linear, berupa penurunan kekakuan yang diindikasikan dengan penurunan kemiringan kurva akibat terbentuknya sendi plastis pada balok dan kolom. Analisis beban dorong ini dilakukan secara terpisah untuk masing-masing arah sumbu lemah dan kuat gedung [6]. Kurva kapasitas yang didapatkan dari analisis *pushover* menggambarkan kekuatan struktur yang besarnya sangat tergantung dari kemampuan momen-deformasi dari masing-masing komponen struktur [7]. Hasil dari analisis pushover digunakan

untuk memperkirakan gaya maksimum dan deformasi yang terjadi serta memperoleh informasi bagian mana saja yang kritis. Selanjutnya dapat diidentifikasi bagian-bagian yang memerlukan perhatian khusus untuk pendetailannya.

2.9. Evaluasi Kinerja Gempa Dengan *Capacity Spectrum Method* Menurut ATC 40-1997

Perilaku struktur terhadap intensitas gempa dapat dievaluasi menurut ATC 40-1997 [3] dengan *Capacity Spectrum Method* (CSM). CSM menyajikan secara grafis dua buah grafik yang disebut spektrum, yaitu spektrum kapasitas (*capacity spectrum*) yang menggambarkan kapasitas struktur berupa hubungan gaya dorong total (*base shear*) dan perpindahan lateral struktur (biasanya ditetapkan di puncak bangunan), dan spektrum *demand* yang menggambarkan besarnya *demand* (tuntutan kinerja) akibat gempa dengan periode ulang tertentu.

Spektrum kapasitas didapatkan dari kurva kapasitas (*capacity curve*) yang diperoleh dari analisis *pushover*. Karena kurva kapasitas merupakan hubungan antara gaya dorong total yang diberikan ke suatu struktur berderajat kebebasan banyak (*multi-degree-of-freedom-system*, MDOF) terhadap perpindahan yang dipilih sebagai referensi (umumnya puncak bangunan) sedangkan spektrum *demand* dibuat untuk struktur dengan kebebasan satu (*single-degree-of-freedom-system*, SDOF), maka kurva kapasitas dengan cara tertentu harus diubah menjadi spektrum kapasitas dengan satuan yang sama dengan spektrum *demand*. Spektrum *demand* didapatkan dengan mengubah spektrum respons yang biasanya dinyatakan dalam spektral kecepatan, S_a , dan Periode, T , menjadi format spektral percepatan, S_a , dan spektral perpindahan, S_d . Format yang baru ini disebut *Acceleration-Displacement Response Spectra* (ADRS). Kurva kapasitas yang merupakan produk dari *pushover* dinyatakan dalam satuan gaya (kg) dan perpindahan (m), sedangkan *demand spectrum* memiliki satuan percepatan ($m/detik^2$) dan perpindahan (m). Satuan dari kedua kurva tersebut perlu diubah dalam format yang sama, yaitu spektral percepatan, S_a , dan spektral perpindahan, S_d , agar dapat ditampilkan dalam satu tampilan.

Penyajian secara grafis dapat memberikan gambaran yang jelas bagaimana sebuah bangunan merespon beban gempa. Perencana dapat membuat berbagai skenario kekuatan struktur (dengan cara mengganti kekakuan dari beberapa komponen struktur) dan melihat kinerjanya akibat beberapa level *demand* yang dikehendaki secara cepat dalam satu grafik. Titik kinerja merupakan perpotongan antara spektrum kapasitas dan spektrum *demand*. Dengan demikian titik kinerja merupakan representasi dari dua kondisi, yaitu:

- 1) karena terletak pada spektrum kapasitas, merupakan representasi kekuatan struktur pada suatu nilai perpindahan tertentu,
- 2) karena terletak pada kurva *demand*, menunjukkan bahwa kekuatan struktur dapat memenuhi *demand* beban yang diberikan.

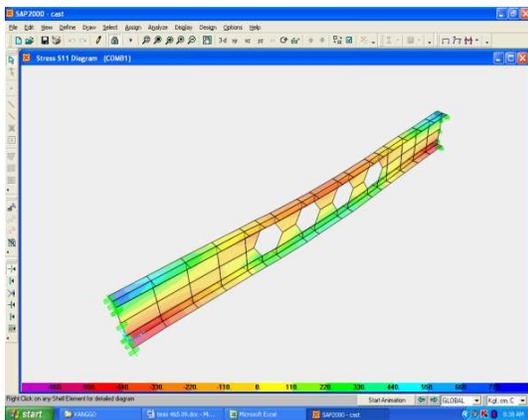
3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Kekuatan Elemen Pelat

Elemen pelat yang mengalami perubahan pembebanan adalah pada lantai 1, yang harus mampu memikul beban hidup 400 kg/m² sesuai dengan fungsi barunya sebagai plaza. Pada bagian pelat ini telah diberikan perkuatan dengan memasang balok anak jenis WF Castella dengan tujuan untuk memperpendek bentang sehingga momen terbesar yang harus dipikul berubah dari 1243,33 kgm menjadi 821,08 kgm. Sedangkan kapasitas momen nominal tereduksi pelat adalah 1008,93 kgm yang dihitung dari dimensi, penulangan, dan mutu beton 35 MPa serta mutu baja 240 MPa. Dengan demikian dapat disimpulkan elemen pelat masih memenuhi persyaratan.

3.2. Kekuatan Balok Anak WF Castella

Balok anak WF Castella yang digunakan sebagai perkuatan pelat berdimensi 250x125x6x9 mm. Adapun beban yang bekerja pada balok anak WF Castella adalah beban mati sebesar 10666 kg/m² dan beban hidup sebesar 10720 kg/m². Dari hasil analisis struktur dengan bantuan program SAP 2000 versi 8 (lihat Gambar 2) didapat tegangan lentur yang bekerja 770 kg/cm² < $\sigma_{izin} = 1600$ kg/cm² sehingga balok anak aman terhadap momen.



Gambar 2. Kontur tegangan yang terjadi pada balok WF Castella.

3.3. Kekuatan Elemen Balok

Tabel 3. Kapasitas Momen Balok

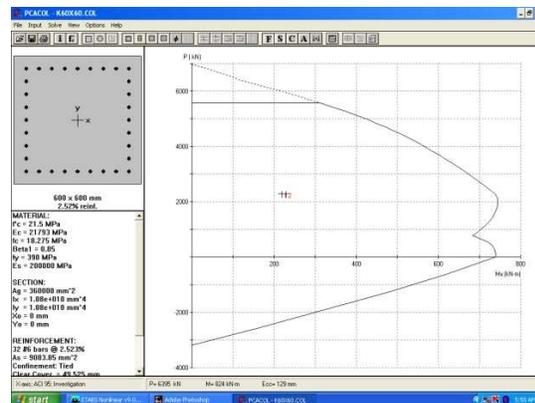
Elemen-elemen struktur balok yang terdapat pada konstruksi gedung Timbul Jaya Plaza berdasarkan jenis pembebiannya dapat dikategorikan sebagai tipe balok beton bertulang biasa (*conventional reinforcement*). Seluruh balok yang menyusun struktur portal gedung Timbul Jaya Plaza dihitung momen kapasitasnya dan kapasitas gesernya, kemudian dibandingkan dengan momen ultimit dan geser akibat beban. Hasil perhitungan kapasitas momen dan geser disajikan masing-masing pada Tabel 3 dan 4.

Dari Tabel 3 dan 4 tersebut dapat dilihat bahwa kapasitas momen dan geser nominal tereduksi yang dimiliki oleh balok masih lebih besar dari momen dan gaya geser ultimit yang disebabkan oleh kombinasi beban-beban terfaktor.

3.5. Kekuatan Elemen Kolom

Ukuran penampang kolom yang ada adalah 600x600 mm dengan jumlah tulangan 32D22. Kapasitas kolom pada berbagai kombinasi beban aksial-lentur dapat dievaluasi dengan membuat diagram interaksinya. Hasil perhitungan diagram interaksi kolom dengan bantuan program PCACOL diperlihatkan pada Gambar 3.

Besarnya momen dan gaya aksial yang terjadi akibat kombinasi pembebanan pada kolom masih berada di dalam diagram interaksi tersebut. Hal ini menunjukkan bahwa kapasitas kolom yang ada masih mampu memikul kombinasi pembebanan yang terjadi.



Gambar 3. Diagram interaksi kolom

Penulangan geser terpasang pada kolom adalah D10-100. Dengan penulangan ini kapasitas geser nominal tereduksi yang dimiliki kolom setara dengan 47058,9 kg. Angka ini masih jauh lebih tinggi dari gaya geser ultimit terbesar yang terjadi pada kolom akibat kombinasi pembebanan yaitu sebesar 867 kg. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa kolom masih memenuhi persyaratan ditinjau dari geser.

Tipe	Dimensi (mm)				Tulangan Lentur	LuasTulangan Terpasang (mm ²)	θMn (kg.m)	Mu* (kg.m)	Memenuhi Persyaratan?
	b	h	d'	d					
B2	300	800	49.5	750.50	11D19	3117.24	74663.92	30901	Ya
B2c	300	800	49.5	750.50	10D19	2833.85	68492.16	43215	Ya
B2a	300	800	47.5	752.50	6D19	1700.31	42692.74	28673	Ya
B2b	400	900	51.5	848.50	18D19	5100.93	136952.10	44236	Ya
B1	300	700	47.5	652.50	6D19	1700.31	36724.65	20068	Ya
B1a	300	700	47.5	652.50	5D19	1416.93	30911.81	17704	Ya
B3	300	600	46.0	554.00	6D16	1205.76	22331.54	16011	Ya

* Mu merupakan nilai maksimum dari berbagai macam kemungkinan kombinasi beban

Tabel 4. Kapasitas Geser Balok

Type	Dimensi		Av	Vc (N)	Vs (N)	Vn (N)= Vc+Vs	θVn (N)	θVn (kg)	Vu	Memenuhi Persyaratan?
	b	h								
B2	300	800	157,00	222000,9	282788,4	504789,3	403831,4	40383,1	21410	Ya
B2c	300	800	157,00	222000,9	282788,4	504789,3	403831,4	40383,1	23299	Ya
B2a	300	800	100,48	222592,5	181466,9	404059,4	323247,5	32324,8	15852	Ya
B2b	400	900	226,08	334652,9	460389,3	795042,2	636033,8	63603,4	25268	Ya
B1	300	700	100,48	193012,1	157351,7	350363,8	280291,0	28029,1	14714	Ya
B1a	300	700	100,48	193012,1	157351,7	350363,8	280291,0	28029,1	12158	Ya
B3	300	600	100,48	163875,4	133598,2	297473,6	237978,9	23797,9	12149	Ya

3.6. Kinerja Gempa Menurut SNI 03 1726 2002

Simpangan (s) dan simpangan antar tingkat (Δs) yang terjadi pada gedung Timbul Jaya Plaza akibat beban gempa dalam arah x maupun y diperlihatkan dalam Tabel 5 dan 6. Ketentuan SNI 03 1726 2002 menyatakan kinerja batas layan akan terpenuhi apabila simpangan antar tingkat yang terjadi masih dibawah syarat Δs yakni sebesar (0,03/R).hi. Syarat Δs untuk masing-masing tingkat seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5 dan 6 masih belum dilampaui. Dengan demikian ditinjau dari kinerja batas layan, maka gedung Timbul Jaya Plaza masih memenuhi kriteria.

Tabel 5. Nilai Δs akibat gempa arah x

Lantai	hi (m)	s (mm)	Δs (mm)	Syarat Δs (mm)	Kesimpulan
Atap	19.50	13.316	1.37	14.12	OK
4.00	15.50	11.947	2.44	14.12	OK
3.00	11.50	9.505	3.42	14.12	OK
2.00	7.50	6.084	5.19	17.65	OK
1.00	2.50	0.894	0.89	8.82	OK

Simpangan dan simpangan antar-tingkat untuk evaluasi kinerja batas ultimit (Δm) yang dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal (Δs), dikalikan dengan suatu faktor pengali ξ = 0,70 R diperlihatkan pada Tabel 7 dan 8.

Nilai Δm ini tidak boleh melampaui kriteria kinerja batas ultimit (syarat Δm) yaitu 0,02 hi. Dari hasil perhitungan simpangan antar tingkat seperti yang diperlihatkan dalam Tabel 7 dan 8 dapat disimpulkan bahwa struktur gedung Timbul Jaya Plaza masih memenuhi persyaratan kriteria kinerja batas ultimit.

Tabel 6. Nilai Δs akibat gempa arah y

Lantai	hi (m)	s (mm)	Δs (mm)	Syarat Δs (mm)	Kesimpulan
Atap	19.50	14.704	2.02	14.12	OK
4.00	15.50	12.686	2.58	14.12	OK
3.00	11.50	10.108	3.65	14.12	OK
2.00	7.50	6.454	5.55	17.65	OK
1.00	2.50	0.906	0.91	8.82	OK

Tabel 7. Nilai Δm akibat gempa arah x

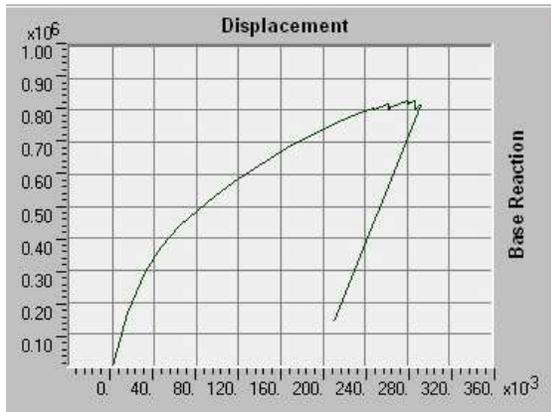
Lantai	hi (m)	s (mm)	Δs (mm)	Δm (mm)	Syarat Δm (mm)	Kesimpulan
Atap	19.50	13.316	1.37	8.15	80.00	OK
4.00	15.50	11.947	2.44	14.53	80.00	OK
3.00	11.50	9.505	3.42	20.35	80.00	OK
2.00	7.50	6.084	5.19	30.88	100.00	OK
1.00	2.50	0.894	0.89	5.32	50.00	OK

Tabel 8. Nilai Δm akibat gempa arah y

Lantai	hi (mm)	s (mm)	Δs (mm)	Δm (mm)	Syarat Δm (mm)	Kesimpulan
Atap	19.50	14.704	2.02	12.01	80.00	OK
4.00	15.50	12.686	2.58	15.34	80.00	OK
3.00	11.50	10.108	3.65	21.74	80.00	OK
2.00	7.50	6.454	5.55	33.01	100.00	OK
1.00	2.50	0.906	0.91	5.39	50.00	OK

3.7. Hasil Analisis Pushover

Hasil evaluasi perilaku seismik struktur pasca elastik adalah berupa kurva kapasitas (*pushover curve*) dan skema kelelahan/distribusi sendi plastis. Kurva kapasitas disajikan pada Gambar 4.

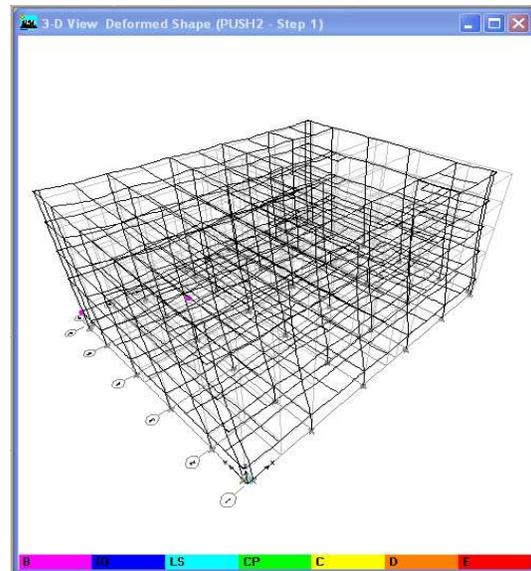


Gambar 4. Kurva kapasitas

Berdasarkan hasil perhitungan iterasi, analisis pushover berhenti pada step ke-38. Gambar 4 menunjukkan hubungan antara gaya geser dasar (ton) dengan perpindahan (m) dari step ke-1 sampai step ke-38, yaitu step dimana struktur telah mengalami keruntuhan (*collapse*). Dari gambar tersebut didapat perpindahan maksimum struktur sebesar 0,2925 m, kemudian struktur bergoyang ke arah berlawanan, mengalami penurunan gaya geser dasar dan mendadak *collapse*.

Berdasarkan Gambar 4 dapat diketahui pula besarnya gaya lateral maksimum yang masih mampu ditahan oleh struktur, yaitu sebesar 829.150 kg yang terjadi pada step-33 *pushover analysis*. Pada step tersebut, *displacement* yang terjadi sebesar 0,2878 m, sedangkan pada step ke-34, gaya lateral yang mampu ditahan oleh struktur menurun yaitu sebesar 817.799 kg.

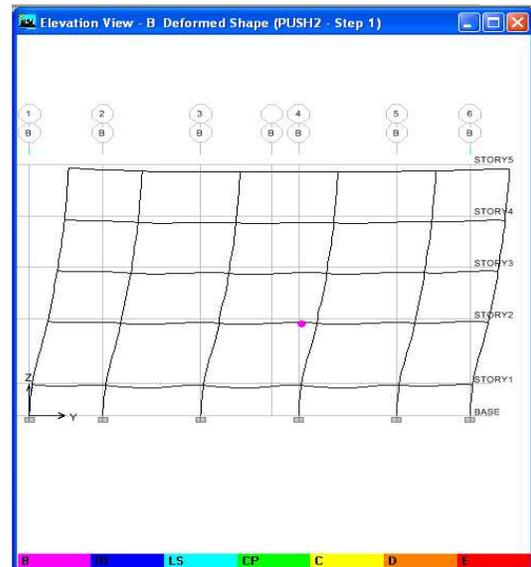
Sendi plastis akibat momen lentur dapat terjadi pada struktur dimana beban yang bekerja melebihi kapasitas momen lentur yang ditinjau. Gambar distribusi sendi plastis step pertama hasil analisis pushover disajikan pada Gambar 5.



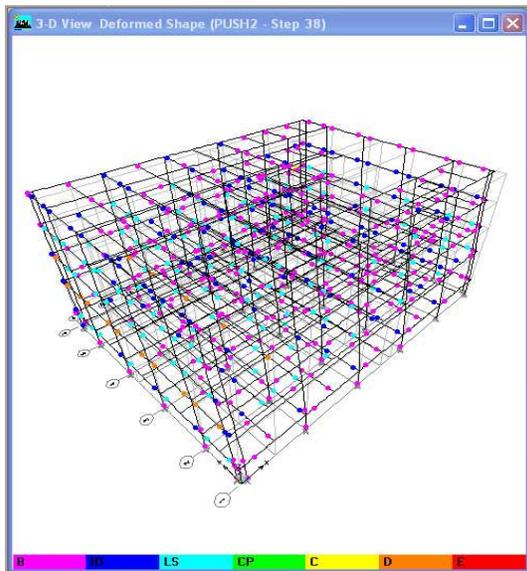
Gambar 5. Terbentuknya sendi plastis pada step-1 *pushover analysis*

Berdasarkan Gambar 5 tersebut, sendi plastis step pertama, terjadi pada ujung balok lantai 2 As B. Letak sendi plastis pada step pertama secara lebih jelas disajikan pada Gambar 6.

Sendi plastis hasil analisis pushover pada step pertama terletak pada beberapa ujung balok lantai 2 dari As B dan balok lantai 1 As A. Sendi plastis tersebut terletak pada kategori B yang ditandai dengan titik warna merah jambu. Hal ini menunjukkan keadaan leleh pertama pada struktur sesuai dengan kurva kriteria kinerja ATC 40.

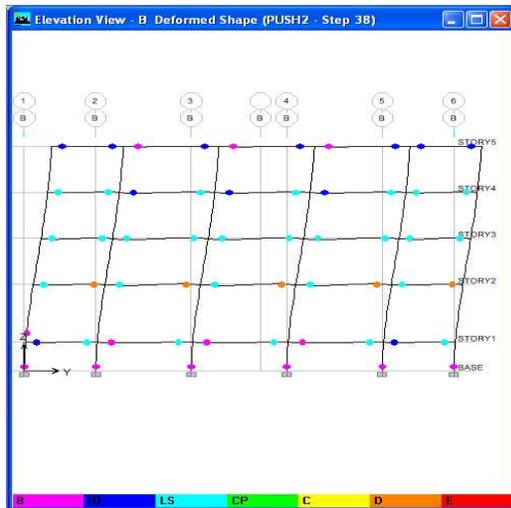


Gambar 6. Sendi plastis pada portal As B step pertama *pushover analysis*



Gambar 7. Sendi plastis pada step ke-38 *pushover analysis*

Gambar 7 menunjukkan distribusi sendi plastis hasil analisis pushover pada gedung yang ditinjau pada step ke-38 secara 3D. Sedangkan gambar distribusi sendi plastis pada step-38 secara 2D pada As B disajikan pada Gambar 8. Pada gambar tersebut terlihat sendi plastis sudah terjadi pada semua kolom bawah.



Gambar 8. Sendi plastis pada portal As-B step ke-38

3.8. Kinerja Gempa Berdasarkan *Capacity Spectrum Method*

Pada *Capacity Spectrum Method* sebagaimana termuat dalam ATC 40-1997, kurva kapasitas struktur gedung hasil analisis *pushover* dengan modifikasi tertentu diubah menjadi spektrum kapasitas (*capacity*

spectrum). Hasil konversi ke bentuk *capacity spectrum* dari kurva kapasitas tersebut kemudian dibandingkan dengan *spectrum demand*. *Spectrum demand* ini diperoleh dari kurva respons spektrum rencana SNI 1726-2002 untuk wilayah gempa 3, kondisi tanah sedang yang mana didapat nilai $C_a = 0,23$ dan $C_v = 0,33$. Nilai-nilai ini digunakan sebagai input analisis *pushover* dalam format ADRS sehingga diperoleh *spectrum demand*. Dengan melakukan penggabungan antara *demand spectrum* yang telah diubah dalam format ADRS dengan *capacity spectrum* akan diperoleh titik perpotongan kurva yang merupakan titik kinerja (*performance point*) bangunan seperti diperlihatkan pada Gambar 9.

Gambar 9 menunjukkan titik kinerja struktur gedung dengan nilai redaman efektif (β_{eff}) yang diperoleh adalah 3,355 %. Nilai tersebut lebih kecil dari batasan redaman efektif maksimum yang diijinkan menurut ATC40 yaitu 29 %. Parameter lain yang dievaluasi yaitu gaya geser (V), displacement (D) serta periode efektif (T_{eff}) selengkapnya disajikan pada Tabel 9. Pada Tabel 9 dapat dilihat besarnya nilai gaya geser dasar $V_t = 824,467 \text{ ton} > V_y = 248,8 \text{ ton}$. Maka berdasarkan metode spektrum kapasitas (ATC 40, 1997) perilaku struktur arah Y pada gempa rencana telah mengalami kondisi in-elastis yang disebabkan pelelehan pada sendi-sendi plastisnya. Sedangkan target *displacement* hasil analisis pushover sebesar 0,278 m, yang mana angka ini lebih kecil dari *displacement* maksimum 0,390 m sehingga memenuhi syarat.

Tabel 4.9. Evaluasi kinerja struktur sesuai ATC 40

Gaya geser dasar arah y V_y (ton)	<i>Performance point</i>			
	V_t (ton)	D_t (m)	β_{eff} (%)	T_{eff} (detik)
248,8	824,467	0,278	3,355	0,210

Berdasarkan kurva kapasitas dapat diketahui batasan rasio *drift* atap yang dievaluasi pada *performance point* (PP), yang mana parameternya adalah maksimum total *drift* dan maksimum inelastik *drift*. Adapun hasil perhitungannya adalah sebagai berikut:

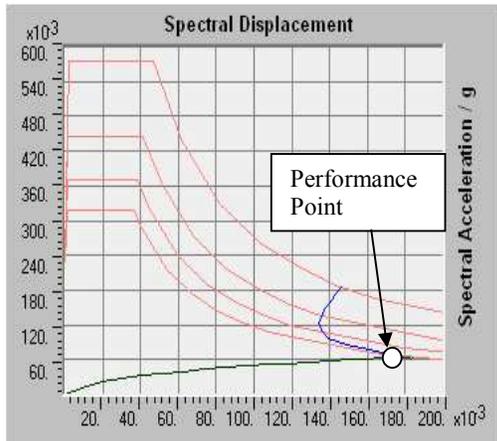
$$\text{Maksimum total drift} =$$

$$\frac{D_t}{H_{total}} = \frac{0,278}{19,5} = 0,014$$

$$\text{Maksimum inelastik drift} =$$

$$\frac{(D_t - D_i)}{H_{total}} = \frac{(0,278 - 0,0641)}{19,5} = 0,011$$

Berdasarkan batasan rasio *drift* atap menurut ATC 40, hasil perhitungan di atas menunjukkan bahwa gedung yang ditinjau dalam studi ini termasuk dalam level kinerja *Damage Control (DC)*. *Damage control* sebenarnya bukan merupakan level kinerja pokok, tetapi merupakan sebutan untuk kondisi kerusakan struktur bangunan yang berada pada *range* antara level *immediate occupancy*, SP-1 sampai level *life safety*, SP-3. Pada level LS bila gempa terjadi, struktur mampu menahan gempa, dengan sedikit kerusakan struktural, manusia yang tinggal / berada pada bangunan tersebut terjaga keselamatannya dari gempa bumi.



Gambar 9. Titik kinerja struktur gedung

4. SIMPULAN

Berdasarkan kajian teknis yang telah dilakukan didapat kesimpulan sebagai berikut :

- a. Kapasitas elemen struktur gedung Timbul Jaya Plaza pasca perkuatan pelat dengan balok anak jenis WF Castella masih memenuhi persyaratan ditinjau terhadap pengaruh kombinasi beban mati, beban hidup dan beban gempa yang berlaku sekarang.

- b. Ditinjau akibat pengaruh gempa maka kinerja struktur gedung Timbul Jaya Plaza masih memenuhi persyaratan Kinerja Batas Layan dan Kinerja Batas Ultimit.
- c. Hasil evaluasi kinerja gempa dengan *Capacity Spectrum Method* menunjukkan bahwa struktur gedung Timbul Jaya Plaza masuk kategori *Damage Control*.

5. DAFTAR PUSTAKA

- [1] Badan Standarisasi Nasional, “Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung”, SKBI 1987.
- [2] Badan Standarisasi Nasional, “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Gedung”, SNI 03 1726 2002.
- [3] Applied Technology Council (ATC) 40, 1997. “*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*”. ATC-40. Volume 1. Redwood City, California.
- [4] Badan Standarisasi Nasional, “Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung”, SNI 1728 1989.
- [5] International Conference of Building Officials, 1997, “*Uniform Building Code*, California, USA
- [6] Christiawan, 2007. “*Evaluasi Kinerja dan Perkuatan Struktur Gedung Guna Alib Fungsi Bangunan*”. Master Thesis UGM.
- [7] Ginsar, IM and Lumantarna,B, 2007. “*Seismic Performance Evaluation Of Building With Pushover Analysis*”, . fportfolio.petra.ac.id/user_files/73-001/seismic%20push-ben2.doc