

Analisis Kekuatan Batas Perancah Baja dengan *Direct Analysis Method*¹

Wiryanto Dewobroto¹ dan Wawan Chendrawan²

¹ Lektor Kepala, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Pelita Harapan, Tangerang

² Direktur, PT. Gistama Intisemesta Structural & Civil Engineering Consultant

Abstrak

Unsur penting suksesnya pelaksanaan konstruksi bangunan beton adalah keandalan perancah baja yang digunakan. Oleh sebab itu jika dapat diketahui beban maksimum sebelum rusak, tentunya dapat dibatasi beban kerja perancah baja yang aman. Untuk itulah diperlukan analisis kekuatan batas perancah baja, dengan cara: [1] uji beban empiris laboratorium; [2] pemodelan numerik komputer. Uji beban empiris relatif mahal, sehingga hanya dipakai untuk perancah baja tidak bertingkat. Untuk perancah baja bertingkat digunakan cara parametrik pemodelan numerik terkalibrasi. Analisis keruntuhan struktur perlu program komputer inelastis non-linier, yang relatif rumit. Alternatif lain, pada penelitian ini dicoba program komputer *elastic second-order analysis* dan *Direct Analysis Method* (DAM). Metode baru berbasis komputer yang dimuat dalam SNI perencanaan baja Indonesia terbaru (SNI 1729-2015), yang dianggap lebih akurat dibanding metode lama. Strategi analisisnya, pembebanan diberikan bertahap, dan pada setiap tahapan dievaluasi kuat tersedia dan kuat perlu. Beban maksimum dianggap tercapai bila kuat tersedia, besarnya sama dengan kuat perlu. Pada makalah ini dapat dibuktikan bahwa cara DAM yang terkalibrasi dapat digunakan untuk melacak beban batas suatu struktur dengan baik. Bahkan dapat dipakai untuk evaluasi efektivitas penempatan bracing atau pertambahan lateral, untukantisipasi terhadap tekuk. Analisis ini penting khususnya untuk perancah baja bertingkat jenis portal bergoyang yang kekuatannya sangat dipengaruhi oleh permasalahan stabilitas.

Keyword: Perancah Baja, Direct Analysis Method, analisis orde ke-2, beban ultimate

1. PENDAHULUAN

Proyek bangunan gedung di Indonesia umumnya konstruksi beton. Dalam pelaksanaannya diperlukan peralatan perancah baja yang cukup banyak. Ini peluang untuk berjualan produk perancah baja lokal. Maklum produk serupa yang impor dari manca-negara, harganya bisa lebih lebih mahal. Salah satu perancah baja produk lokal yang dipasarkan adalah perancah baja yang disebut sistem modular Ring-Lock, lihat Gambar 1.



(a). Tampak



(b). Sistem sambungan khusus

Gambar 1. Perancah baja lokal sistem modular Ring-Lock

¹ Makalah pada Seminar dan Pameran HAKI 2018, tanggal 28-29 Agustus 2018, di Hotel Borobudur, Jakarta

Kesuksesan penggunaan perancah sistem modular Ring-Lock di berbagai proyek konstruksi, tentunya tidak diragukan. Sistem itu dipilih karena sudah terbukti di lapangan (Valerii 2011). Untuk mengatasi keraguan terhadap kinerja perancah lokal, dibuat analisis beban *ultimate*, sehingga dapat ditentukan berapa beban kerja maksimum perancah baja yang masih aman. Kekuatan dan keandalan sistem perancah baja yang digunakan sangat penting karena bisa memicu kegagalan konstruksi di lapangan (Hadipriono-Wang 1987, Andresen 2012).

Analisis beban *ultimate* berupa : [1] uji beban empiris atau eksperimental di laboratorium; dan [2] simulasi atau pemodelan numerik komputer. Uji empiris relatif mahal dan berisiko tinggi. Oleh sebab itu hanya digunakan pada perancah baja tidak bertingkat. Hasilnya juga diperlukan untuk validasi pemodelan numerik perancah baja bertingkat. Proses validasinya berupa uji banding hasil pemodelan numerik dengan hasil uji empiris. Itu perlu agar analisis numerik memberikan hasil yang akurat (Toma dan Chen 1992, Toma et. al. 1995)

Pemodelan numerik analisis keruntuhan struktur perlu program komputer dengan opsi inelastis non-linier. Saat ini program komputer seperti itu yang populer adalah yang berbasis metode elemen hingga (Weesner dan Jones 2001, Kim et. al. 2003, Adam 2013). Praktiknya metode tersebut relatif rumit, perlu penyusunan model geometri yang detail sehingga hanya sesuai untuk proyek penelitian atau semacamnya. Alternatif yang lebih sederhana adalah Direct Analysis Method (DAM) yang hanya perlu program komputer elastis orde ke-2. DAM adalah metode terkini perencanaan struktur baja yang dianggap dapat memprediksi secara akurat kekuatan ultimate struktur dari hasil uji empiris, dibandingkan metode perencanaan sebelumnya, yaitu Effective Length Method (AISC 2016). Strategi analisis keruntuhan struktur baja dengan DAM mulai dijadikan pilihan solusi (East and Rutz 2016).

Makalah menyajikan strategi analisis numerik alternatif yang sederhana dengan DAM (AISC 2016) berdasarkan model struktur yang telah dikalibrasi terlebih dahulu terhadap hasil uji empiris. Selanjutnya dengan konsep parametrik digunakan untuk memprediksi kuat ultimate atau beban maksimum perancah baja sistem modular Ring-Lock konfigurasi dua tingkat.

2. PRINSIP ANALISIS KUAT BATAS DENGAN DAM

Analisis numerik dengan DAM hanya perlu program komputer elastis non-linier (AISC 2016). Ini berbeda jika dibanding analisa numerik berbasis *finite element method* yang memerlukan opsi inelastis nonlinier, sehingga dapat menentukan parameter inelastis dan nonlinier secara otomatis sehingga dapat melacak perilaku struktur sampai kondisi ultimate. Besarnya beban yang menyebabkan keruntuhan dapat diketahui. Adapun **DAM tidak bisa secara otomatis melacak perilaku struktur pada kondisi inelastis**, yang dipicu keruntuhan materialnya. Maklum DAM dibuat untuk analisis stabilitas pada perencanaan struktur baja. Pengaruhnya banyak ditentukan oleh kondisi geometri struktur secara keseluruhan (global). Itu alasannya mengapa dalam menentukan kuat nominal batang tekan dengan cara DAM tidak dipengaruhi lagi oleh nilai K, dimana nilai $K=1$ (AISC 2016).

Prinsip dasar perencanaan struktur baja cara LRFD adalah memastikan bahwa kuat perlu (*required strength*) elemen akibat pembebanan pada sistem struktur, tidak boleh lebih besar dari kuat yang tersedia (*available strength*) penampang elemen strukturnya. Notasi umum dari perencanaan adalah $R_u \leq \phi R_n$.

Dengan prinsip LRFD dan DAM maka analisis struktur dengan komputer akan menghasilkan informasi tentang kuat perlu (*required strength* atau R_u), dan di sisi lain analisis desain penampang menghasilkan informasi tentang kuat tersedia (*available strength* atau ϕR_n). Untuk mencari kuat *ultimate* atau R_u maksimum, perlu dilakukan **pembebanan bertahap**. Pada setiap tahapan beban, hasilnya **dievaluasi terhadap kondisi $R_u \cong \phi R_n$** apakah sudah tercapai atau belum. Jika $R_u < \phi R_n$ maka beban dapat ditambahkan lagi, sedangkan jika $R_u > \phi R_n$ berarti tahapan beban yang diberikan terlalu besar dan harus dikurangi. Kuat ultimate atau beban maksimum struktur dianggap terjadi jika kondisi $R_u \cong \phi R_n$ terpenuhi. Strategi analisis dan desain pada tiap tahapan beban pada dasarnya sama persis seperti strategi perencanaan struktur baja pada umumnya, lihat Dewobroto (2011, 2015 dan 2016).

Pemodelan struktur untuk analisis numerik dengan DAM relatif sederhana, cukup memakai elemen garis (satu dimensi) atau biasa disebut elemen frame. Ini berbeda dibandingkan program komputer profesional berbasis metode elemen hingga, yang dapat memodelkan geometri struktur secara realistis, seperti ABAQUS, ANSYS dan program lainnya. Program-program seperti itu selain menyediakan elemen garis juga menyediakan elemen solid untuk pemodelan tiga dimensi. Geometri pemodelan yang lebih detail tentunya mempengaruhi akurasi hasil analisis. Oleh sebab itu patut dipertanyakan apakah pemodelan sederhana dengan DAM sudah mewakili kondisi real struktur yang dievaluasi atau tidak. Permasalahan analisis numerik memakai DAM adalah mendapatkan konfigurasi model struktur yang dapat mewakili struktur sebenarnya. Jika ternyata tidak mewakili, tentu saja hasil analisisnya tidak akurat atau tidak berkorelasi dengan kondisi real.

Strategi sederhana untuk mendapatkan pemodelan numerik yang akurat dan dapat mewakili struktur real adalah dengan mengkalibrasinya dengan data hasil uji empiris. Itu berarti uji beban empiris menjadi persyaratan agar hasil analisis numerik hasilnya dapat akurat.

3. DAM DAN UJI BEBAN EMPIRIS

DAM dianggap lebih sederhana dibanding metode elemen hingga, sehingga dipilih sebagai metode numerik alternatif untuk memprediksi kekuatan sistem *perancah* baja. Kelebihan DAM adalah bisa melakukan analisis stabilitas struktur dan memperhitungkan efek P-delta, yang sangat berpengaruh pada portal bergoyang (*sway frame*). Untuk struktur rangka batang (*non-sway frame*), pengaruh P-delta relatif kecil sehingga dapat diabaikan. Asumsi seperti itu biasa pada perencanaan pakai cara lama (ELM), yang tidak memperhitungkan *imperfection*. Adapun DAM memperhitungkannya sebagai prosedur standar. Karena kinerja *perancah* baja sangat dipengaruhi adanya *imperfection* dan hal-hal lain terkait stabilitasnya, maka DAM dianggap tepat. Konsekuensinya, *perancah* baja harus dimodelkan sebagai struktur portal, dan setiap kekakuan sistem sambungannya perlu diprediksi besarnya secara seksama.

Pemodelan struktur harus memperhitungkan pengaruh kekakuan antar elemen non-utama, seperti *bracing* maupun sistem sambungan, tentu memberi hasil bervariasi. Oleh sebab itu, agar simulasi numerik dengan DAM dapat menghasilkan sesuatu yang dapat dipertanggungjawabkan maka perlu dilakukan kalibrasi terlebih dahulu. Dengan cara demikian dapat dipilih strategi pemodelan yang paling mendekati kondisi real. Sebagai kalibrator adalah uji beban empiris *perancah* baja. Jadi setelah pemodelan struktur pada simulasi numerik memberikan hasil yang berkorelasi dengan data hasil uji empiris maka selanjutnya dapat digunakan untuk mengevaluasi bentuk-bentuk *perancah* baja yang lain secara parametrik.

4. UJI BEBAN EMPIRIS – PERANCAH TIDAK BERTINGKAT

4.1. Umum

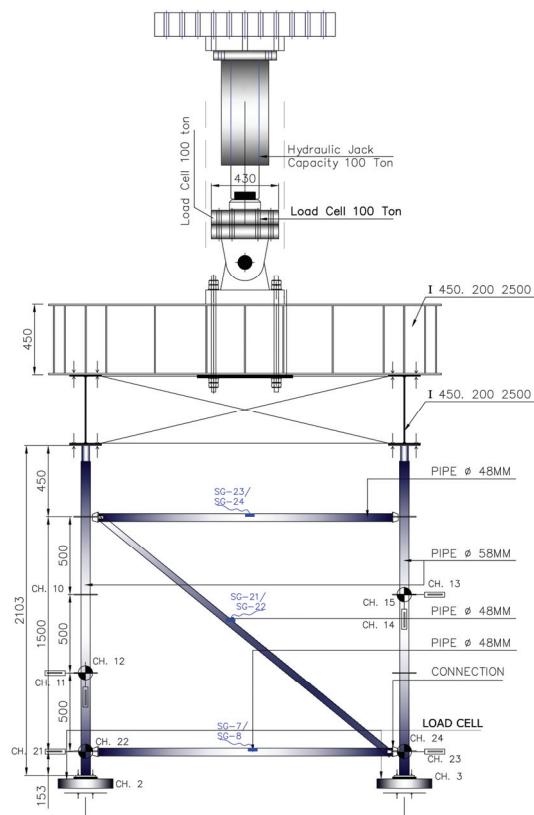
Uji beban empiris adalah cara sederhana / cepat untuk mengetahui kuat maksimum struktur. Tapi pilihan itu mahal dan berisiko sehingga hanya dipakai untuk sistem tidak bertingkat. Hanya saja keberadaannya sangat penting untuk kalibrasi pemodelan numerik dengan DAM. Maklum setiap [a] besaran kekakuan elemen-elemen struktur; dan [b] lokasi beban *notional* (mewakili *imperfection*) mempengaruhi stabilitas. Akibatnya hasil akhir bisa berbeda-beda sehingga sulit menentukan model yang dianggap paling akurat dengan kondisi sebenarnya.

4.2. Uji Beban Perancah Baja

Uji beban empiris dilakukan di Laboratorium Balai Struktur dan Konstruksi Bangunan, Puslitbang Permukiman, Bandung. Hasil uji beban empiris *perancah* baja dengan kolom pipa ϕ 58 mm memiliki kapasitas $P_{maks} = 47.29$ ton. Karena terdiri dari empat kolom, jadi daya dukung tiap kolom adalah 11.82 ton (maksimum). Gaya tersebut merupakan beban *ultimate*, atau nilai beban maksimum yang terekam selama pengujian. Adapun perilaku struktur selama pembebanan diperlihatkan sebagai kurva hubungan beban-perpindahan. Informasi besarnya beban diambil berdasarkan rekaman *Load-cell* (kapasitas 50 ton) yang terpasang di kaki-kaki kolom *perancah*, sedangkan informasi perpindahan dari rekaman *displacement*

transduser (Tr). Perpindahan yang diamati adalah arah horizontal yang dipasang pada tengah-tengah kolom, bagian bebas yang tidak tertahan *bracing*. Itu didasari asumsi bahwa keruntuhannya berupa tekuk lentur (*flexural buckling*) kolom.

Konfigurasi uji pembebanan dan suasana pengujian dapat dilihat pada Gambar 3.



Gambar 2. Konfigurasi Perancah Baja dan Pembebanan

4.3. Perilaku keruntuhan struktur

Perlu pengamatan perilaku saat runtuh. Beban diberikan melalui jack hidraulik (Gambar 2) yang dapat secara otomatis berhenti saat terjadi perubahan *displacement* besar. Kondisi yang dianggap telah terjadi kehilangan kekuatan. Kondisi keruntuhan dilihat di Gambar 3.



Gambar 3. Bentuk kerusakan pada kolom perancah baja

Perancah baja runtuh karena salah satu kolomnya mengalami tekuk (*buckling*). Kondisi elemen pipa horizontal dan diagonal, yang berfungsi sebagai *bracing*, masih utuh dan tidak memperlihatkan kerusakan. Sambungan antar elemen juga masih terpasang baik, tidak terlihat rusak. Jadi kerusakannya bersifat lokal, pada kolom saja.

Bagian kolom yang terhubung dengan elemen *bracing* cenderung masih utuh. Ini menunjukkan bahwa sistem sambungannya cukup kaku “memegang” kolom, meskipun tentu saja kekakuannya tidak sama jika dibandingkan dengan sistem sambungan yang kontinyu. Bahwa bagian yang terlemah adalah kolom pipa pada perancah, jika diberikan pembebanan vertikal gravitasi, tentu mempermudah dalam melakukan pemodelan struktur untuk analisis dengan cara DAM, khususnya dalam menempatkan lokasi beban *notional*, dalam rangka mensimulasi adanya *imperfection*. Jadi beban *notional* sebaiknya diberikan di kolom yang bebas dari kekangan *bracing*.

5. SIMULASI NUMERIK TERKALIBRASI – PERANCAH TIDAK BERTINGKAT

5.1. Umum

Analisis numerik keruntuhan struktur umumnya dapat dilakukan dengan program komputer inelastis non-linier berbasis finite element method, seperti Abaqus, Ansys, Adina dan lainnya. Dengan program tersebut maka geometri struktur dapat dimodelkan secara realistis memanfaatkan elemen solid tiga dimensi. Hanya saja proses pelaksanaannya relatif rumit dan tidak sesuai untuk pekerjaan rutin sehari-hari. Alternatif lain, digunakan SAP2000 (CSI 2011) program komputer elastic second-order analysis dan Direct Analysis Method (DAM).

Untuk mendapatkan hasil analisis yang akurat, maka keluaran komputer hasil analisis numerik dengan DAM akan dibandingkan dengan data hasil uji beban empiris. Pada tahapan ini, pemodelan numerik yang dibuat dapat diatur ulang sedemikian sampai hasilnya dapat dianggap mewakili kondisi real. Tahapan ini yang disebut sebagai kalibrasi. Untuk melakukan hal tersebut maka fasilitas dari program SAP2000, yaitu Display - Show Plot Function (F12), dapat digunakan untuk merekam keluaran gaya-gaya internal dan deformasi ($P-\Delta$) untuk setiap tahapan beban yang diberikan. Selanjutnya data tersebut dapat ditampilkan dalam bentuk kurva, sehingga memudahkan untuk dilakukan perbandingan. Dari kurva $P-\Delta$ dapat diketahui beban maksimum sesaat sebelum terjadi keruntuhan (terlihat dari adanya deformasi besar pada titik yang ditinjau). Gaya-gaya internal selanjutnya menjadi R_u . Pada tahap berikutnya adalah evaluasi kuat penampang, ϕR_n . Beban maksimum struktur dapat diperoleh jika ketentuan berikut, yaitu $R_u \leq \phi R_n$ dapat terpenuhi.

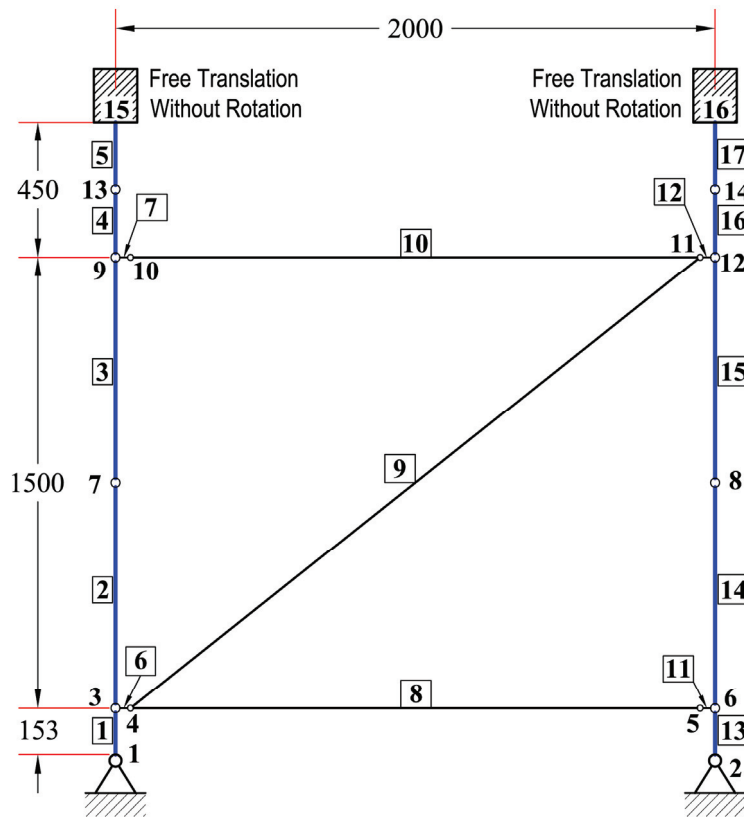
5.2. Model dan modifikasi kekakuan manual

Pemodelan sambungan perancah baja (lihat Gambar 1b) dianggap sebagai *semi-rigid*. Untuk memudahkan dianggap sebagai pelat yang ukurannya dicari secara *trial-and-error* agar sesuai hasil uji empiris. Pemodelan ditinjau secara 2D sebagai rangka bidang atau *plane frame*. Arah tegak lurus dianggap terkekang (tidak terjadi tekuk). Itu dipilih karena kondisi geometri *perancah* baja adalah simetri, maka cukup ditinjau satu sisi saja.

Mengacu pada detail rencana dan hasil uji empiris dibuatlah model struktur bidang dengan notasi penomoran titik nodal dan elemen batang diperlihatkan pada Gambar 4, dimana data-data geometri penampang elemen struktur ditabulasikan sebagai berikut, lihat Tabel 1.

Tabel 1. Komponen model-struktur

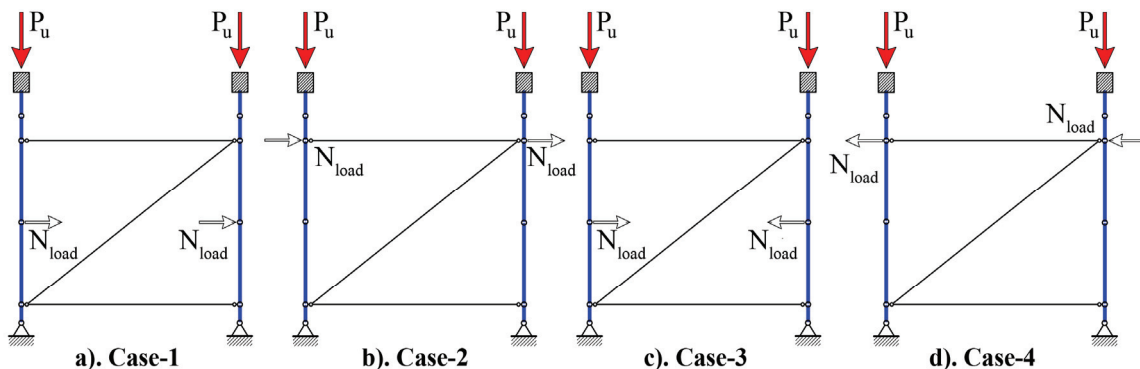
No. Elemen	Komponen	Dimensi	Catatan
1 ~ 4 dan 13 ~ 16	Kolom	Pipa ϕ 58 mm	
5, 17	Kolom Ujung	Pipa ϕ 58 mm	Reduced Stiffnes
8, 9, 10	Bracing	Pipa ϕ 48 mm	
6, 7, 11, 12	Sambungan	Pelat 4×100 mm	



Gambar 4. Penomoran Titik Nodal dan Elemen – Model Perancah Tidak Bertingkat

Ujung kolom bagian atas tersambung pada saat dongkrak beban maka dimodelkan sebagai terjepit tetapi dengan kebebasan di arah vertikal. Hanya saja kondisi jepit kolom di bagian atas agak diragukan oleh sebab itu dianggap *semi-rigid* dengan melakukan modifikasi pada kekakuan lentur kolom bagian atas. Tepat atau tidaknya asumsi permodelan ini tergantung hasil kalibrasi dengan data uji empiris.

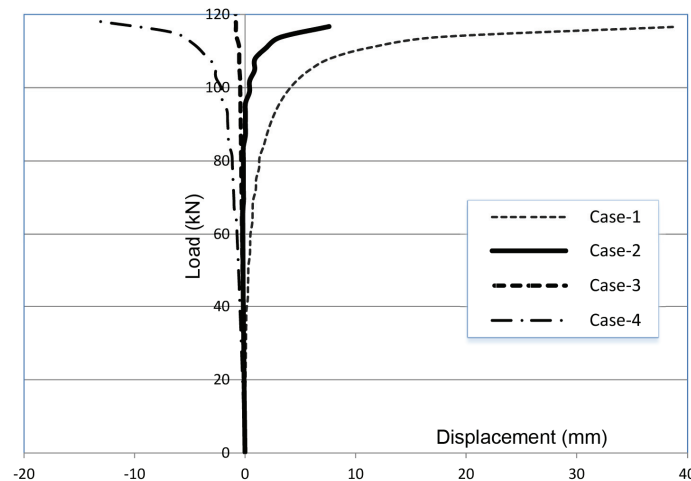
Untuk mencari kondisi *imperfection* yang kritis, dibuat variasi posisi beban notional (N_{load}) sebagaimana terlihat di Gambar 5. Setiap variasi ditandai sebagai Case-1 sampai Case-4.



Gambar 5. Variasi Penempatan Notional (N_{load}) – Perancah Baja Tidak Bertingkat

5.3. Analisis stabilitas dengan DAM – Perancah Baja Tidak Bertingkat

Untuk memperhitungkan pengaruh tegangan sisa, maka Modulus Elastis direduksi menjadi 80%. Beban *notional* sebesar $0.003 \cdot Y_i$ ditempatkan bervariasi, lihat Case-1 ~ Case-4 di Gambar 6. Variasi beban akan dievaluasi berdasarkan data hasil uji empiris. Selanjutnya dibuat analisa elastis order dua dengan Program SAP2000, dan dengan *Display – Show Plot Function* dapat direkam besarnya tahapan beban dan displacement titik nodal #7. Hasilnya disajikan dalam bentuk kurva P- Δ sebagai berikut.



Gambar 6. Kurva P- Δ (kN-mm) titik nodal #7 terhadap variasi penempatan beban notional

Variasi beban notional mempengaruhi hasil analisis. Uji beban empiris menunjukkan bahwa kolom perancah mengalami tekuk, adapun simulasi numerik dengan variasi beban notional Case-3 tidak menunjukkan tekuk. Jadi variasi beban notional yang valid adalah Case-1, Case-2 dan Case-4 yang menunjukkan adanya tekuk setelah beban melebihi 100 kN. Tekuk dalam hal ini adalah kondisi dimana dengan pertambahan beban kecil menyebabkan terjadi deformasi lateral yang sangat besar yang mendekati horizontal pada kurva P- Δ .

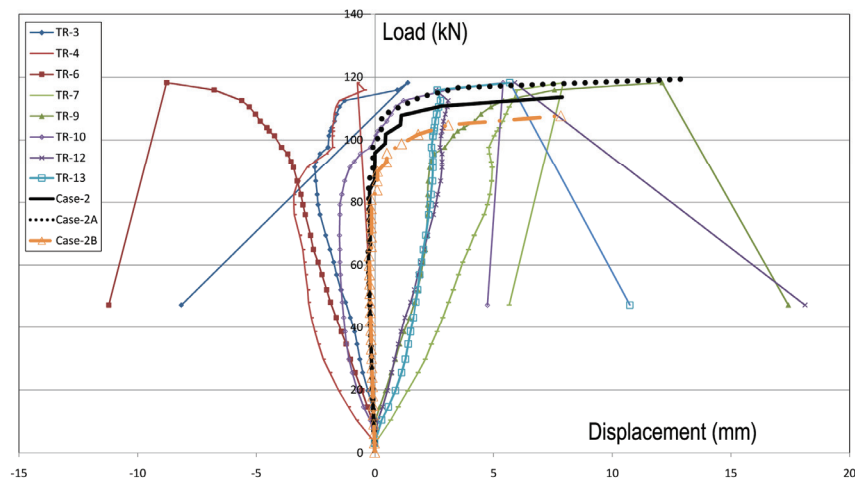
Setelah kondisi tekuk, sehingga garis kurva P- Δ cenderung horizontal, ternyata program komputer elastis second-order analysis masih bekerja dengan baik. Beban bisa ditambahkan lagi, tetapi hasilnya terlihat tidak rasional atau aneh, sehingga ketika itu terjadi maka tahapan beban dihentikan manual. Tambahan beban setelah kondisi tekuk, dianggap tidak bermakna.

Mempelajari perilaku tekuk akibat Case-1, Case-2 dan Case-4 dapat dilihat bahwa Case-2 dan Case-4 mirip. Oleh sebab itu akan dibandingkan Case-1 dan Case-2. Perilaku tekuk akibat Case-1 didahului oleh terjadinya deformasi yang besar. Adapun Case-2 mempunyai keruntuhan yang bersifat tiba-tiba. Ini mirip dengan keruntuhan kolom saat uji beban empiris. Oleh sebab itu konfigurasi beban notional yang dianggap benar adalah Case-2 dan hal itu pula yang akan digunakan selanjutnya.

5.4. Perbandingan hasil simulasi dan real

Agar perilaku keruntuhan hasil simulasi numerik Case-2 (lihat Gambar 6) dapat berkorelasi dengan kondisi real (uji empiris) maka konfigurasi pemodelan harus dikalibrasi. Ini pentingnya data hasil uji empiris. Kalibrasi dilakukan dengan cara membandingkan kurva P- Δ hasil uji empiris vs kurva P- Δ hasil simulasi numerik. Selanjutnya dilakukan trial and error sampai diketemukan model struktur yang hasilnya dianggap mendekati hasil uji empiris.

Dengan trial-and-error diketahui kurva P- Δ hasil simulasi numerik dipengaruhi kekakuan lentur kolom ujung (pipa ϕ 58 mm) elemen nomor #5 dan #7 (lihat Gambar 4). Untuk mengatur kekakuan lentur maka momen inersia lentur pipa ϕ 58 mm dikalikan faktor reduksi 50%, 75% dan 100%. Hasilnya berturut-turut dengan notasi Case-2A, Case-2B dan Case-2C pada Gambar 7. Adapun TR-3 ~ TR-13 adalah hasil pengukuran empiris perpindahan lateral kolom perancah baja yang diuji.



Gambar 7. Kurva P-Δ Uji Empiris vs Simulasi DAM (Puskim 2011)

Tiga data pemodelan numerik dibuat berdasarkan Case-2, dari ketiga terlihat bahwa model Case-2B (kolom ujung sebesar 75% penampang utuh) memberikan kurva P-Δ yang mendekati uji empiris. Itu menunjukkan bahwa model Case-2B dapat disebut terkalibrasi. Model akan dikembangkan dengan prinsip parametrik untuk simulasi numerik kekuatan ultimate perancah baja bertingkat berikutnya.

Pada tahap ini terbukti jika dapat dilakukan kalibrasi yang baik maka strategi analisis struktur untuk mencari beban maksimum *perancah* dengan metode DAM (AISC 2010) dapat dilakukan. Kata kunci yang utama bahwa pemodelan numerik yang dibuat harus berkorelasi dengan kondisi real. Hal itu dilakukan dengan kalibrasi membandingkan kurva P-Δ data uji empiris dengan struktur yang sama.

5.5. Evaluasi kuat penampang

Kurva P-Δ menunjukkan perilaku struktur yang telah mengakomodasi unsur stabilitas (kondisi batas geometri) sehingga dapat digunakan untuk memprediksi beban yang menyebabkan tekuk (buckling). Meskipun demikian belum ada tinjauan terkait kekuatan material (kondisi batas material) untuk kuat nominal penampang akan dievaluasi menggunakan ketentuan LRFD (AISC 2010). Besaran beban terkecil yang memenuhi ke dua kondisi tersebut dianggap sebagai beban maksimum struktur.

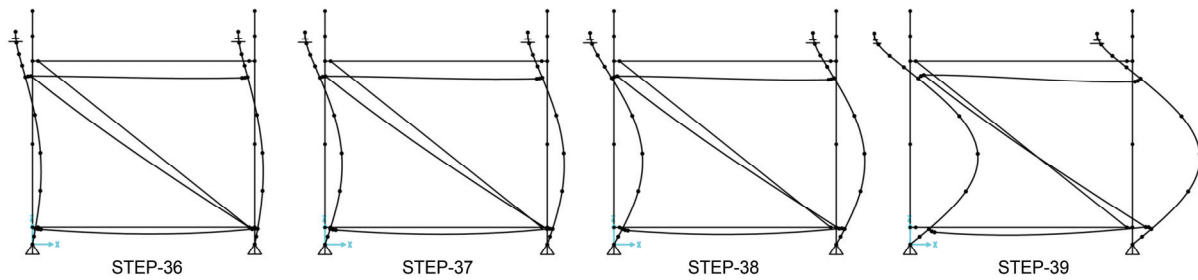
Selanjutnya akan ditampilkan beberapa tahapan beban yang menyebabkan tekuk dari output Case-2B di elemen #14 (lihat Gambar 4) yang dianggap maksimum, sebagai berikut.

Tabel 2. Hasil analisis stabilitas perancah tidak-bertingkat (Case-2)

STEP	UX#7 (mm)	RZ#1 (kN)	Axial-#14 (kN)	M33-#14 (kNm)	Note
36	0.89167	107.78447	-108.07846	-0.16320	Check-3
37	1.87428	110.77069	-111.07537	-0.27410	Check-2
38	3.19012	113.74898	-114.07132	-0.42184	Check-1
39	7.60138	116.69206	-117.05851	-0.91332	Buckle

Catatan : beberapa STEP ada yang sengaja dihapus

Untuk memahami perilaku keruntuhan, perlu melihat deformasi untuk tiap step-step tersebut (Gambar 8), dari visualisasi terlihat perubahan bentuk geometri *perancah* yang stabil (step-36 ~38) dan un-stable pada step 39 dan berikutnya. Pada kondisi tersebut dianggap terjadi instabilitas struktur atau *buckle*. Struktur yang mengalami buckle tidak bisa digunakan, jadi kondisi pembebanan pada step-39 tidak perlu diperiksa lebih lanjut, karena sudah jelas tidak bisa digunakan. Oleh sebab itu perlu ditinjau beban maksimum sebelum terjadi tekuk, yaitu STEP 36 ~ 38. Evaluasi atau check mulai dari STEP 38, jika tidak memenuhi syarat maka beban turun ke STEP 37. Jika persyaratan $P_u \leq \phi P_n$ terpenuhi maka beban batas diperoleh.



Gambar 8. Perubahan deformasi pada tiap STEP menjelang instabilitas (Case-2)

Jika dianggap kondisi beban pada Step-38 adalah kondisi akhir sebelum terjadi instabilitas (*buckle*) maka besarnya beban berdasarkan kondisi batas stabilitas atau geometri adalah $P_u = 114$ kN. Adapun untuk kondisi batas material akan dievaluasi sebagai berikut. Beban yang terkecil yang menentukan. Kondisi batas material dievaluasi berdasarkan kuat nominal penampang struktur sebagai berikut.

Check kuat penampang ELEMENT #14 (kolom utama) **Pipe ϕ 58 mm $t = 3.25$ mm (L 1.5 m)**

$F_y = 371$ MPa(yield strengths from Mill-certificate)
 $D = 58$ mm(outside diameter of pipe)

Check *local buckling* of pipe dengan Table B4.1a - AISC (2010)

$$\frac{D}{t} = \frac{58}{3.25} = 17.85 \lll 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \times \frac{200000}{371} = 59.3 \rightarrow \text{compact section}$$

Kolom perancah dari pipa baja ϕ 58 mm, merupakan *non-slender element*, tidak ada resiko tekuk lokal (*local buckling*). Jarak *bracing* (pipa diagonal dan horizontal) dianggap sebagai panjang elemen bebas jadi $KL = 1.5$ m dimana dianggap $K=1$ (AISC 2010).

$$(KL/r_{\min} = 77.3) \leq (4.71 \sqrt{E/F_y} = 109.4) \text{ maka } F_e = (\pi^2 E) / (KL/r_{\min})^2 = 330 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \cdot F_y = 231.7 \text{ MPa sehingga } P_n = F_{cr} A_g = 129.5 \text{ kN}$$

Check lentur akibat kondisi “imperfection”, diawali check *local buckling* pipa.

$$\frac{D}{t} = \frac{58}{3.25} = 17.85 \lll 0.07 \frac{E}{F_y} = 0.07 \times \frac{200000}{371} = 38 \rightarrow \text{compact section (Table B4.1b AISC)}$$

Penampang non-slender, sesuai ketentuan F8 (AISC 2010) dapat terjadi plastis atau leleh :

$$M_n = F_y \cdot Z = 371 \times 9753.5 / 1E6 = 3.618 \text{ kN-m}$$

Selanjutnya dievaluasi terhadap kondisi tegangan gabungan mengacu ketentuan AISC : H1 (Doubly and Singly Symmetric Members Subject to Flexure and Axial Force). Evaluasi dilakukan untuk setiap tahapan beban dan ditampilkan dalam tabulasi sebagai berikut.

Tabel 3. Check kolom interaksi - Perancah Baja Tidak Bertingkat

Check	STEP	P_u (kN)	M_u (kNm)	$P_u / \phi P_n$	$R = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n}$	Note
1	39	-117.06472	-0.43269	1.004	Not check	Not-OK
2	38	-114.06932	-0.26949	0.979	1.053	Not-OK
3	37	-111.07195	-0.18151	0.953	1.002	OK

Jadi daya dukung maksimum *perancah* baja tidak bertingkat adalah $P_u = 111$ kN, adapun beban maksimum dari hasil uji empiris adalah 11.82 ton atau 116 kN.

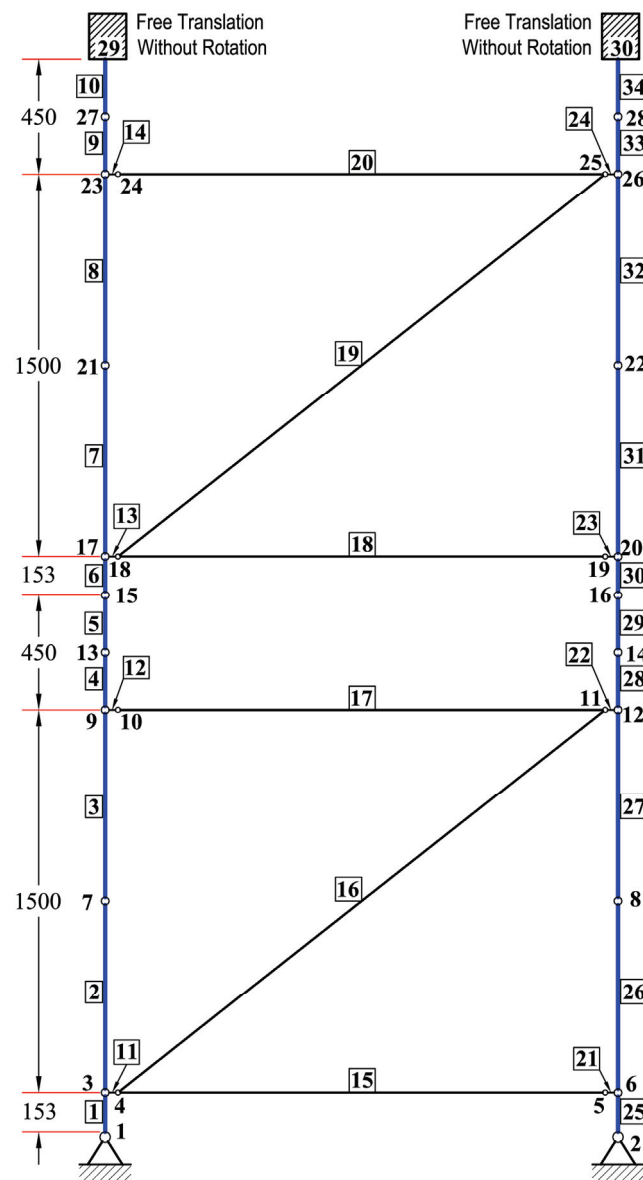
6. SIMULASI NUMERIK PARAMETRIK– PERANCAH BERTINGKAT

6.1. Umum

Berdasarkan model analisis Case-2B dikembangkan dengan konsep parametris untuk model perancah baja bertingkat dan akan dianalisis dengan cara DAM seperti sebelumnya.

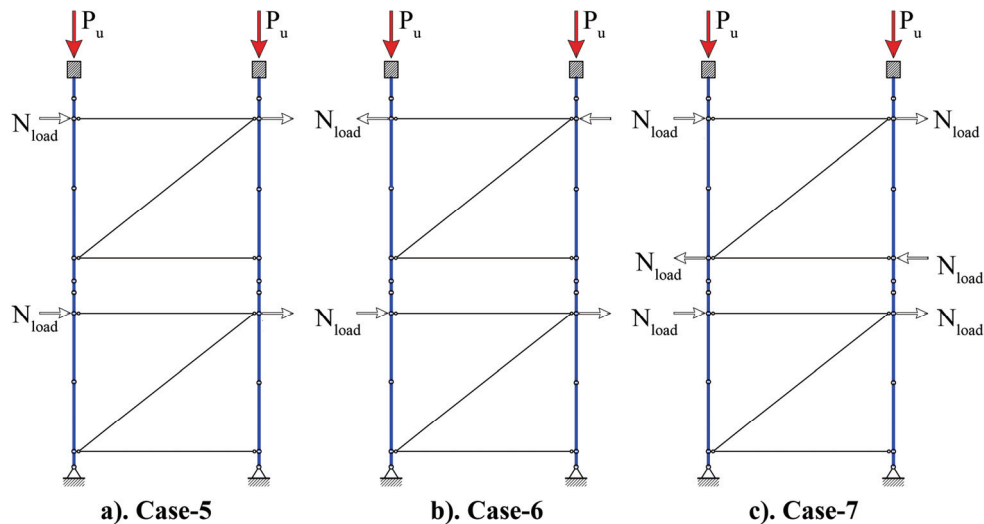
6.2. Pemodelan Perancah Baja Bertingkat

Perancah baja bertingkat adalah menyusun vertikal dua modul *perancah* baja yang dibahas sebelumnya. Untuk pemodelan, sambungan kolom pipa dianggap utuh, yang diambil dengan asumsi meskipun sambungan tetapi telah didesain mudah pasang-copot, difabrikasi dengan presisi dan bisa meneruskan momen. Ujung kolom ujung atas diberi perlemahan lentur 75% (elemen #10 dan #34). Adapun pemodelan lengkap sebagai berikut :



Gambar 9. Penomoran Titik Nodal dan Elemen – Model Perancah Bertingkat

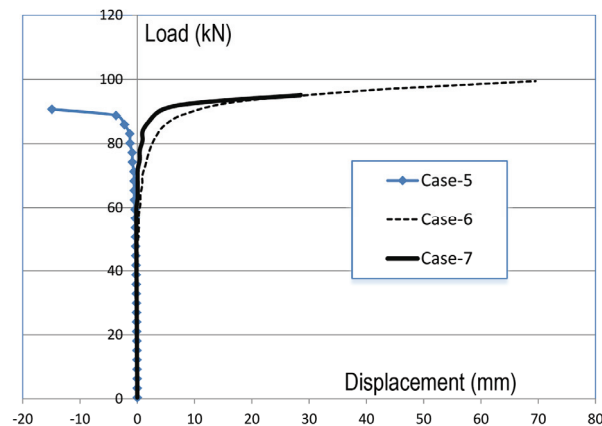
Asumsi penempatan beban notional, untuk mewakili *imperfection*, diberikan sesuai prediksi lendutan saat mengalami tekuk atau sesuai *mode-shape*. Ada tiga konfigurasi penempatan beban notional yang dikelompokkan sebagai load case-1, case-2 dan case-3. Dari ketiganya dipilih beban terkencil yang menyebabkan kondisi instabilitas. Konfigurasi yang dimaksud adalah sebagai berikut.



Gambar 10. Variasi Penempatan Notional (N_{load}) – Perancah Baja Bertingkat

6.3. Analisis stabilitas dengan DAM – Perancah Baja Bertingkat

Mengacu strategi sebelumnya, dimana analisis numerik berupa tahapan beban maka hasil analisis akan dievaluasi dalam bentuk kurva $P-\Delta$ dari suatu titik sampel di kolom yang dianggap akan terjadi tekuk. Untuk itu dipilih titik nodal #7 untuk displacement lateral dan titik nodal #1 untuk gaya reaksi.



Gambar 11. Kurva $P-\Delta$ titik nodal #7 terhadap variasi penempatan beban notional

Dari Gambar 11 terlihat Case-7 memberi bentuk kurva yang sesuai perilaku tekuk yang bersifat mendadak (tanpa didahului deformasi dahulu). Selanjutnya akan ditampilkan beberapa tahapan beban yang menyebabkan tekuk dari output Case-7 pada elemen #2 (kolom, lihat Gambar 9) yang dianggap sebagai maksimum, sebagai berikut.

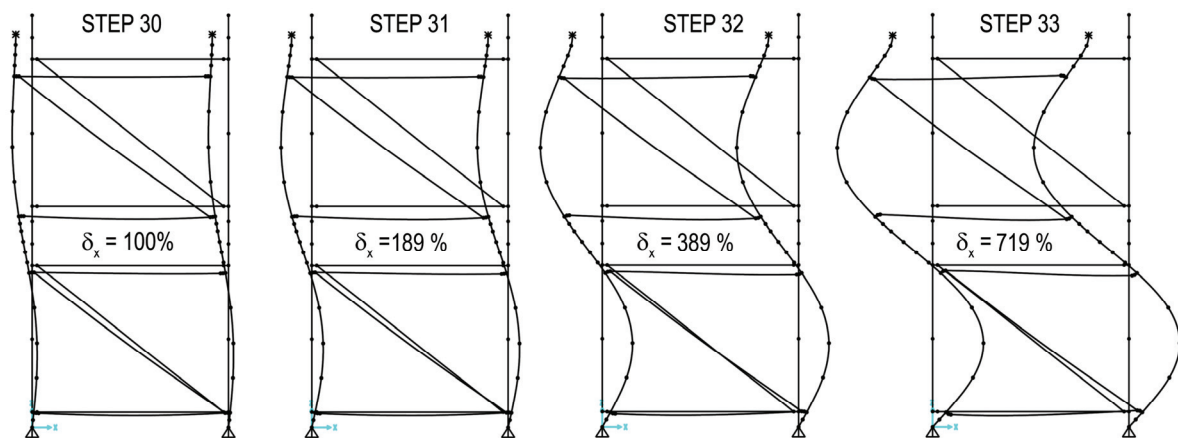
Tabel 4. Hasil analisis stabilitas perancah bertingkat – Case-7

STEP	UX#7 (mm)	RZ#1 (kN)	P-#2 (kN)	M33-#2 (kNm)	Note
30	3.960	90.18136	-90.14139	-0.458	Check-3
31	7.465	91.99879	-91.96898	-0.815	Check-2
32	15.416	93.47612	-93.46949	-1.623	Check-1
33	28.467	95.04253	-95.07358	-2.956	Buckle

Catatan : beberapa STEP ada yang sengaja dihapus

Sebagaimana sebelumnya maka untuk memahami perilaku keruntuhan yang terjadi, maka ada baiknya dipelajari deformasi untuk tiap step-step pembebanan menjelang keruntuhan (Gambar 12), dari visualisasi terlihat perubahan bentuk geometri *perancah* yang stabil (step-36 ~38) dan un-stable pada step 39 dan berikutnya. Pada kondisi tersebut dianggap terjadi instabilitas struktur atau tekuk. Struktur yang mengalami tekuk tidak bisa digunakan, jadi

kondisi pembebanan pada step-39 tidak perlu diperiksa lebih lanjut, karena sudah jelas tidak bisa digunakan. Oleh sebab itu perlu ditinjau beban maksimum sebelum terjadi tekuk, yaitu STEP 36 ~ 38. Evaluasi atau check mulai dari STEP 38, jika tidak memenuhi syarat maka beban turun ke STEP 37. Jika persyaratan $P_u \leq \phi P_n$ terpenuhi maka beban batas diperoleh.



Gambar 12. Perubahan deformasi pada tiap STEP menjelang instabilitas Case-7

6.4. Beban batas (ultimate) perancah dua (2) tingkat

Check kuat penampang ELEMENT #26 (kolom utama)

Pipe ϕ 58 mm (L 1.5 m) karena konfigurasinya sama dengan sebelumnya maka digunakan data yang dihitung sebelumnya, yaitu $P_n = 129.5$ kN dan $M_n = 3.618$ kNm. Evaluasi mengacu AISC : H1 (Doubly and Singly Symmetric Members Subject to Flexure and Axial Force)

Tabel 5. Check kolom interaksi - Perancah Baja Bertingkat

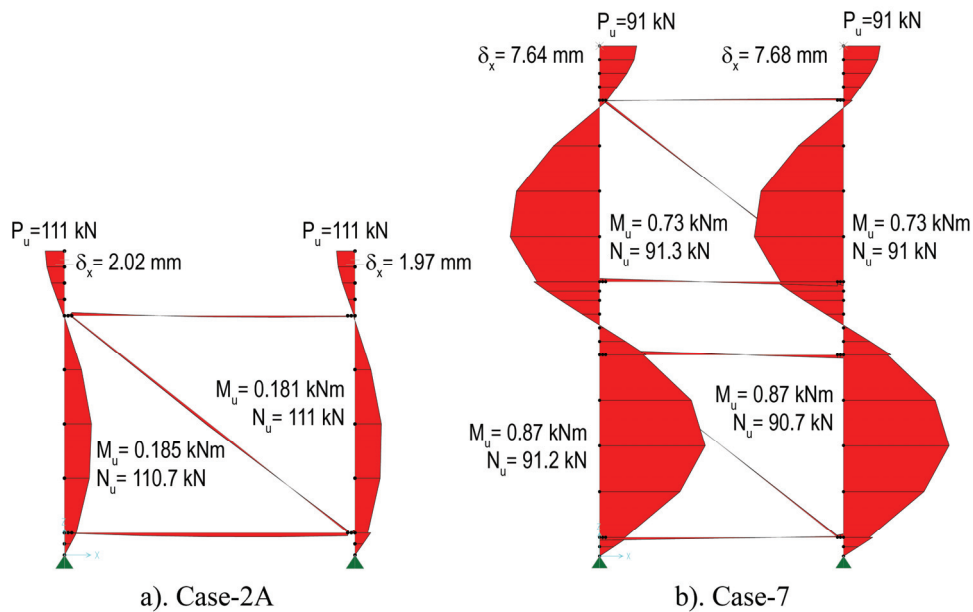
Check	STEP	P_u (kN)	M_u (kNm)	$P_u / \phi P_n$	$R = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n}$	Note
1	32	-93.46949	-1.623	0.802	1.245	Not Ok
2	31	-91.96898	-0.815	0.789	1.011	Not Ok
3	30	-90.14139	-0.458	0.773	0.898	Ok

Dari hasil Check-1 dan Check-2 dapat diperkirakan bahwa beban maksimum terjadi antara tahapan beban STEP 30 dan 31. Untuk mempersingkat maka beban maksimum diambil dari nilai rata-rata keduanya, yaitu $P_u = (91.97+90.14)/2 \cong 91$. Itu berarti jika dibanding dengan konfigurasi perancah tidak-bertingkat maka menggabungkan secara vertikal dua modul perancah mengakibatkan penurunan kapasitas sebesar 82% dari konfigurasi sebelumnya.

7. DISKUSI

Analisis beban ultimate dengan DAM telah dilakukan terhadap dua konfigurasi perancah baja, yang masing-masing disusun dari modul rangka yang sama. Perancah baja tidak-bertingkat (Gambar 4 dan 5) adalah modul tunggal. Perancah baja bertingkat terdiri dari dua modul yang disusun vertikal (Gambar 9 dan 10). Meskipun modul rangka penyusunnya sama, tetapi daya dukung yang dihasilkan berbeda. Perancah baja tidak-bertingkat adalah 111kN (100%) dan perancah baja bertingkat 91 kN (82%). Itu berarti penambahan jumlah tingkat dapat mengurangi kekuatan dukung perancah baja.

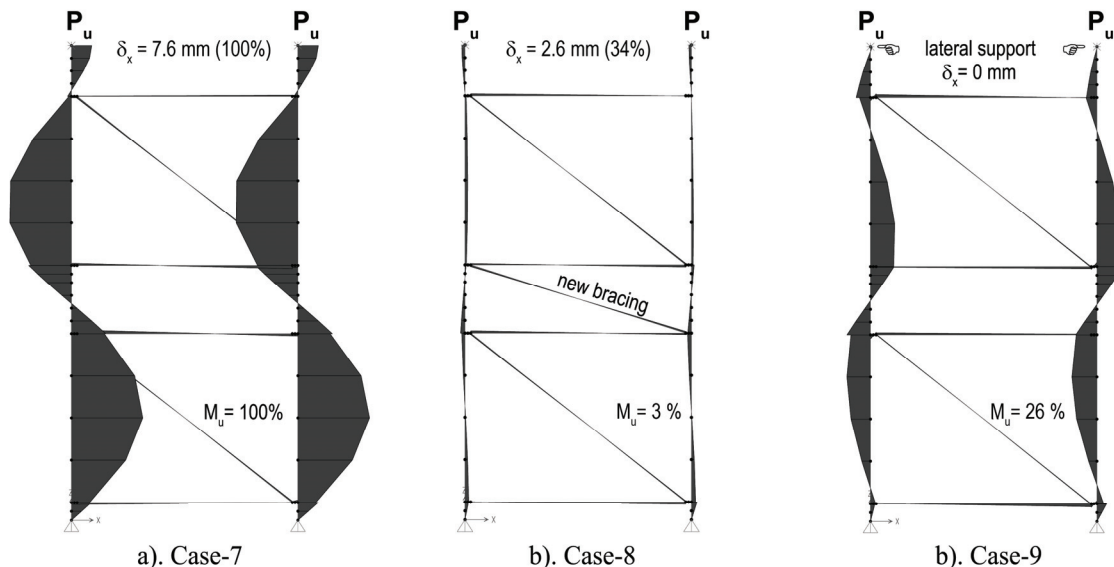
DAM mengevaluasi elemen sebagai balok-kolom, kapasitas elemen ditentukan oleh interaksi tegangan lentur dan tekan sesuai dengan persamaan H1-1 (AISC 2010). Kapasitas tekan berkorelasi dengan momen yang terjadi. Jadi jika daya dukung elemen berkurang maka itu tentunya disebabkan oleh adanya momen yang besar, juga sebaliknya. Untuk membuktikan maka dari hasil analisis DAM dapat ditampilkan adanya momen-momen pada elemen yang sebelumnya dianggap hanya terjadi beban aksial saja, sebagai berikut.



Gambar 13. Perbandingan perilaku perancah tingkat vs non-tingkat pada kondisi ultimate

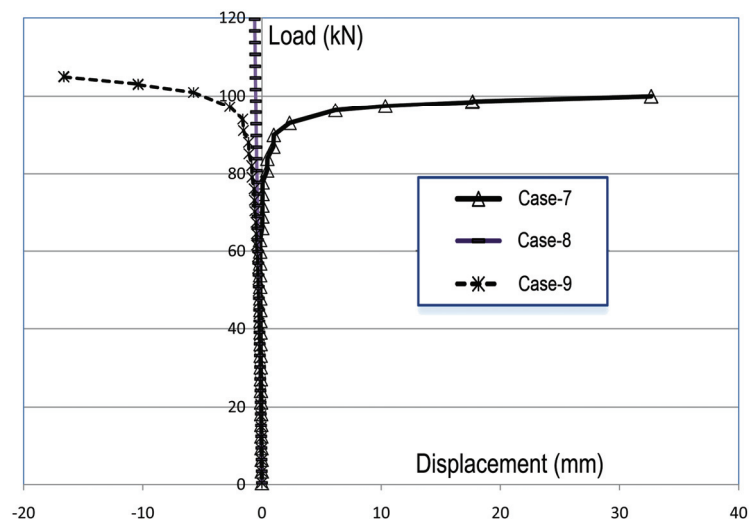
Penambahan tingkat mengakibatkan pengaruh P- Δ semakin besar, terlihat dari momen yang terjadi, lihat Gambar 13. Akibatnya daya dukung perancah baja menjadi berkurang. Kondisi terjadi karena sistem struktur mengalami goyang (sway). Hal ini tentunya sangat dipengaruhi konfigurasi bracing dan pertambahan lateral. Untuk tahu seberapa besar pengaruhnya, maka dilakukan simulasi numerik berdasarkan model sebelumnya yang dimodifikasi, yaitu [1] Ada penambahan *bracing* baru di bagian yang sebelumnya tidak ada bracing; dan [2] Konfigurasi bracing tidak diubah (seperti kondisi awal) tetapi ditambahkan tumpuan lateral pada posisi beban. Beban ultimate diambil sebesar $P_u = 91$ kN, agar dapat dibandingkan dengan analisis sebelumnya (lihat Gambar 13).

Hasil analisis model standar terhadap model yang dimodifikasi adalah sebagai berikut.



Gambar 14. Perbandingan perilaku perancah standar dan modifikasi pada $P_u = 91$ kN

Untuk melihat seberapa besar pengaruh perubahan geometri struktur (penambahan bracing baru pada bagian rangka yang belum ada bracingnya dan memberikan pertambahan lateral pada beban di ujung kolom) maka dilakukan analisis ulang terhadap perancah baja bertingkat. Hasil yang ditampilkan adalah kurva P- Δ dari masing-masing model struktur. Hasilnya adalah sebagai berikut.



Gambar 15. Pengaruh modifikasi terhadap perilaku struktur

Case-7 adalah konfigurasi model perancah baja yang dianggap standar, lihat Gambar 10. Adapun Case-8 dan Case-9 adalah modifikasi dari model standar tersebut, lihat Gambar 14. Case-8 dibuat dengan menambahkan bracing diagonal baru pada bagian rangka yang belum ada bracingnya. Dampak yang dihasilkan sangat signifikan, momen akibat pengaruh orde ke-2, berkurang dan bahkan terlihat hilang. Akibatnya seperti terlihat pada Gambar 15, kurva P- Δ yang terjadi berbentuk garis lurus vertical. Itu berarti selama tahapan beban, tidak terjadi tekuk atau instabilitas. Itu bisa terjadi karena perilaku sistem struktur rangka berubah dari *sway-frame* berganti menjadi *non-sway frame*. Ini suatu kondisi yang terbaik untuk sistem perancah baja bertingkat banyak. Untuk Case-9 yang memberikan pertambahan lateral pada beban terpusat memang berpengaruh juga meningkatkan kapasitasnya dalam memikul beban, tetapi dampaknya tidak sebesar jika digunakan Case-8.

8. KESIMPULAN

Metode Direct Analysis Method adalah cara perencanaan struktur baja terbaru saat ini (AISC 2005, 2010 dan 2016) dan diadopsi juga di SNI 1729:2015 peraturan baja Indonesia terbaru. Cara ini unggul tidak hanya untuk desain, tetapi juga dapat dikembangkan untuk analisis mencari kekuatan batas suatu struktur baja sebagaimana diungkapkan dalam makalah ini.

Meskipun pemodelan struktur yang dibuat relatif sederhana tetapi akurasi hasilnya dapat dipertanggung-jawabkan karena ada tahapan kalibrasi dengan data hasil uji empiris. Karena uji empiris itu relatif mahal maka hanya digunakan pada modul struktur yang relatif kecil. Pada makalah ini adalah perancah baja tidak bertingkat. Selanjutnya dengan teknik studi parametrik maka analisa numerik berbasis DAM dapat digunakan untuk analisis kekuatan batas modul-modul struktur yang lebih kompleks, yaitu perancah baja bertingkat.

Pada penelitian ini juga dibuktikan bahwa modul perancah yang disusun secara bertingkat sangat rentan terhadap permasalahan stabilitas. Akibatnya kapasitas dukung beban menjadi lebih kecil dibanding modul perancah tidak bertingkat. Juga diketahui bahwa penambahan bracing baru dapat secara efektif meningkatkan ketahanan terhadap masalah stabilitas, sehingga kapasitas dukung dapat meningkat pula.

UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan terima kasih pada Bapak Susiato dan Bapak Yosep Tan, pemilik dan pimpinan PT. Putracipta Jayasentosa untuk perancah dan dana pengujian, untuk Ir. Sutadji Yuwasdiki, Dipl.E.Eng, selaku ketua pelaksana pengujian empiris di Puslitbang Pemukiman, Bandung. Tanpa mereka, maka penelitian analisis kekuatan batas perancah baja berbasis komputer dengan DAM (AISC 2016) akan sulit untuk diwujudkan.

CATATAN PENTING

Versi yang dikembangkan dari makalah ini telah diterima untuk diterbitkan di Jurnal ASCE - **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, sesuai email 11 Mei 2018 **Ref.:Ms.No.SCENG-607R1**. *Ultimate Load Capacity Analysis of Steel Scaffoldings using the Direct Analysis Method*, Wiryanto Dewobroto Ph.D & Wawan Chendrawan MSc.

Saat makalah ditulis, materi jurnal ASCE di atas belum terbit. Jika telah tiba waktunya maka materinya tersebut tentunya dapat diakses di <https://ascelibrary.org/journal/ppscfx>.

Adanya keputusan akan diterbitkannya di jurnal ASCE, yang merupakan Jurnal International Bereputasi - Q3 (www.scimagojr.com), tentunya dapat menjadi petunjuk bahwa materinya ini mengandung unsur orisinalitas atau kebaruan di tingkat dunia. Selain hal tersebut, materi ini juga penting bagi para insinyur atau praktisi di dunia konstruksi di Indonesia, yang sering menjumpai kegagalan konstruksi akibat permasalahan stabilitas pada perancah baja.

PUSTAKA RUJUKAN

- Adam, J.M.(2013). “*Special Issue on Analysis of Structural Failures Using Numerical Modeling*”, Journal of Performance of Constructed Facilities, 2013, 27(1): 2-3
- AISC (2005), Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
- AISC. (2010). “*Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)*”, American Institute of Steel Construction, Chicago
- AISC. (2016). “*Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)*”, American Institute of Steel Construction, Chicago
- Andresen J.(2012). “*Investigation of a collapsed scaffold structure*”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Forensic Engineering, vol. 165(2); 2012. p. 95–104.
- CSI.(2011). “SAP2000 - Linier and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three Dimensional Structure, Computers & Structures, Inc., Berkeley, California, USA
- Dewobroto, W. (2011). “Era Baru Perancangan Struktur Baja berbasis Komputer memakai Direct Analysis Method – AISC 2010”, Seminar HAKI 2011 , 26-27 Juli 2011, Hotel Borobudur, Jakarta
- Dewobroto, W. (2015). “Struktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010”, Penerbit Jurusan Teknik Sipil UPH
- Dewobroto, W. (2016). “Struktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010, Edisi ke-2”, Penerbit Jurusan Teknik Sipil UPH
- Hadipriono, F.C., and Hana-Kwang Wang.(1987). “*Causes of Falsework Collapses During Construction*”, Structural Safety, 4 (1987) 179-195
- Jonathan East and Frederick R. Rutz. (2016). Stability of Trusses: Direct Analysis Method Compared to Experimental Results, Geotechnical and Structural Engineering Congress 2016, ASCE
- Kim, S.E., Kyung-Won Kang, Dong-Ho Lee.(2003). “*Full-scale testing of space steel frame subjected to proportional loads*”, Engineering Structures 25 (2003) 69–79
- Puskim. (2011). “*Laporan Akhir Pengujian Struktur Perancah PT. Putracipta Jayasentosa*”, Puslitbang Permukiman Kementerian Pekerjaan Umum, Bandung, Oktober 2011
- Toma, S., and Wai-Fah Chen.(1992). “*European calibration frames for second-order inelastic analysis*”, Engineering Structures, Volume 14, Issue 1, 1992, Pages 7-14
- Toma, S., Wai-Fah Chen and Donald W. White. (1995). “*A selection of calibration frames in North America for second-order inelastic analysis*”, Engineering Structure 1995, Volume 17, Number 2
- Valerii, V. (2011). “*Comparison of Perancah Systems in Finland and in Russia*”, Saimaa University of Applied Sciences, Lappeenranta, Bachelor's Thesis 2011
- Weesner, L.B. and H.L. Jones. (2001). “Experimental and analytical capacity of frame perancah”, Engineering Structures, 23 (2001) 592–599