

ANALISIS ICMP MODIFIKASI TERHADAP *NONLINEAR TIME HISTORY* DAN *PUSHOVER* DALAM MODEL BANGUNAN 2-D *MULTI STOREY*

Susanto Triyogo Adiputro¹, Roesdiman Soegiarso², dan Andy Prabowo^{3*}

¹Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Letjen S. Parman No.1 Jakarta

²Program Studi Doktor Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Letjen S. Parman No.1 Jakarta

³Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Letjen S. Parman No.1 Jakarta

*andy.prabowo@ft.untar.ac.id

Masuk: 23-07-2023, revisi: 09-02-2024, diterima untuk diterbitkan: 26-07-2024

ABSTRACT

Improved Concecutive Modal Pushover (ICMP) method is proposed to improve the conventional Pushover in estimating earthquake demands on tall buildings. This method accounts for inelastic material properties and interaction between vibration modes. The incremental displacement at the building roof used in each stage of the pushover analysis is modified based on the displacement contribution of each mode. This study proposes an improved of the existing ICMP method by modifying the vibration mode variations in the pushover analysis. The performance of the modified ICMP method is verified against a wide variety of modes to determine the lateral forces of various building conditions. The results obtained from the modified ICMP method are compared with the results from Nonlinear Response History Analysis (NLHRA), and conventional pushover analysis, as well as the original ICMP method. The comparison shows that the results obtained from the modified ICMP method with mode variation of S1 (100% M), S2 (90% M1 + 10% M2), and S3 (80% M1 + 20% M3), are closer than the original ICMP using 100% participation of modes 1, 2, and 3. The modified ICMP yields an underestimate results against the original ICMP in the context of displacement response by not more than 30%

Keywords: *modal pushover; improved concecutive modal pushover; interaction between modes; seismic demands; tall buildings*

ABSTRAK

Metode *Improved Concecutive Modal Pushover (ICMP)* diusulkan untuk meningkatkan Pushover konvensional dalam memperkirakan tuntutan gempa pada bangunan tinggi. ICMP menyumbang sifat struktural inelastik dan interaksi antara mode getaran. Perpindahan kenaikan diatap bangunan yang digunakan dalam setiap tahap analisis pushover dimodifikasi berdasarkan pada kontribusi perpindahan masing-masing mode. Kinerja prosedur Pengembangan ICMP yang diusulkan diverifikasi terhadap berbagai macam variasi mode untuk menentukan lateral force dari berbagai kondisi bangunan. Hasil yang diperoleh dari prosedur pengembangan ICMP dibandingkan dengan hasil dari *Nonlinear Response History Analysis (NLHRA)*, analisis *pushover* konvensional, dan analisis ICMP. Perbandingan hasil ketiga metode menunjukkan kelebihan pengembangan ICMP variasi S1 (100% M) S2 (90%M1 + 10%M2) S3 (80%M1+20%M3), lebih mendekati dibandingkan proposi ICMP sebelumnya yang menggunakan 100% partisipasi mode 1, 2, dan 3. Hasil pengembangan ICMP juga memberikan hasil yang baik dengan rentang *underestimate* dibawah, terhadap ICMP pada konteks respons displacement tidak lebih dari 30%.

Kata kunci: *modal pushover; improved concecutive modal pushover; interaksi antara mode; bangunan tinggi*

1. PENDAHULUAN

Ada dua jenis analisis bangunan tinggi yang saat ini umum digunakan dalam *Performance-Based Seismic Design (PBSD)*, yaitu *Nonlinear Response History Analysis (NLHRA)* dan *Nonlinear Static Procedure (NSP)*. Dalam menganalisis bangunan tinggi, NLRHA dinilai paling ideal dan akurat, namun tidak praktis dilakukan karena running time yang sangat lama dan kendala pada pemilihan ground motion input, khususnya di Indonesia. NSP merupakan jenis analisis nonlinear yang paling praktis dilakukan namun tidak direkomendasikan oleh peraturan karena dinilai kurang akurat dengan keterbatasannya yang mencakup pengaruh ragam getar tinggi. Oleh karena itu, dibutuhkan suatu prosedur analisis yang masih praktis dilakukan namun juga dapat memberikan hasil yang relatif cukup akurat. Berdasarkan verifikasi hasil studi dan riset analitis yang berkembang selama dua dekade terakhir, analisis *multi-mode pushover* yang menyempurnakan NSP menjadi salah satu prosedur alternatif yang dinilai dapat mengatasi kekurangan maupun kendala prosedur lain.

Berdasarkan Zhang et al. (2017) ada 3 pertimbangan pada analisis *Improved Consecutive Modal Pushover* (ICMP) yang dikembangkan. Pertama, meningkatkan perpindahan diatas bangunan. Kedua, mempertimbangkan perubahan kekakuan lateral sebagai nonlinear *yielding* yang terjadi selama analisis pushover. Ketiga, interaksi antara *vibration mode* bangunan yang melampaui keadaan elastis.

Meningkatkan perpindahan diatas bangunan

Dalam prosedur ICMP konvensional, partisipasi modal efektif rasio massa (α_j) digunakan untuk menentukan kenaikan perpindahan atap dalam setiap tahap analisis pushover bertingkat. Penentuan perpindahan atap ditingkatkan dengan memodifikasi faktor α_j sesuai dengan “kontribusi perpindahan” yang mengacu pada sistem ESDOF. Dalam analisis *Multistage*, jumlah *mode* yang dipilih sama dengan jumlah tahapan dalam pushover analisis. Respon perpindahan maksimum dari tiga mode pertama dalam sistem SDOF didefinisikan sebagai D_{1max} , D_{2max} , dan D_{3max} (Chopra, 2000). Masing-masing faktor peningkatan perpindahan atap untuk tahap ke-I adalah η_i dihitung sebagai mode dari sistem SDOF yang sesuai. Faktor baru peningkatan perpindahan atap untuk tahap ke-i η_i diperoleh dari Persamaan 1:

$$\eta_i = \frac{|\gamma_i D_{imax}|}{|\gamma_1 D_{1max}| + |\gamma_2 D_{2max}| + |\gamma_3 D_{3max}|} \quad i = 1, 2, 3 \quad (1)$$

dengan η_i = perpindahan atap (mm), γ_i = faktor partisipasi modal, D_{max} = perpindahan maksimum (mm).

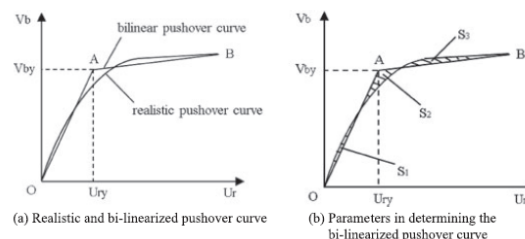
Jumlah η_i dalam tiga tahap pertama, sama dengan satu kesatuan. Metode yang digunakan, mengasumsikan bahwa struktur dalam keadaan elastis saat menentukan perpindahan atap maksimum dari mode yang lebih tinggi (D_{2max} dan D_{3max}). Asumsi ini dikaitkan dengan fakta bahwa kontribusi mode yang lebih tinggi terhadap respons struktur yang tidak elastis kecil ketika pemindahan atap tercapai. Dengan demikian, kesalahan menggunakan respons elastis dari pada respons inelastik dapat diabaikan. Ini berarti D_{2max} dan D_{3max} dapat diperoleh dari elastis spektrum perpindahan gerakan tanah yang sesuai walaupun D_{1max} diperoleh dari analisis numerik, mengingat sifat struktur yang inelastik. Kenaikan u_{ri} perpindahan dimodifikasi menjadi Persamaan 2 (Chopra, 2005).

$$u_{ri} = \eta_i \delta_t \quad i = 1, 2, 3 \quad (2)$$

dengan u_{ri} = kenaikan perpindahan (mm), η_i = perpindahan atap (mm), δ_t = perpindahan total (mm)

Pertimbangkan perubahan kekakuan lateral

Untuk analisis *pushover multistage*, kekakuan struktur bervariasi karena mengalami nonlinieritas material. Yang paling masuk akal pendekatannya adalah dengan menggunakan kurva perpindahan yang bergantung pada waktu dan distribusi gaya lateral pada setiap tahap analisis. Karena itu, relatif sederhana, seperti yang ditunjukkan pada Kurva *realistic* dan *bi-linearized pushover*, digunakan dalam penelitian ICMP, mirip dengan yang diusulkan oleh Mao et al. (2008). Kurva *pushover* yang realistis adalah diidealkan ke kurva bilinear dengan titik leleh A (Gambar 1). Lereng dua fase (OA dan AB) ditandai oleh k_1 dan k_2 , masing-masing. Prinsip dasar bilinearisasi kurva *pushover* memiliki dua elemen kunci: (a) Area yang dilingkupi oleh kurva *pushover* asli dan sumbu perpindahan harus sama dengan yang terlampaui oleh kurva *pushover bilinearized* dan sumbu perpindahan; (b) Diantara kurva *pushover bilinearized* yang memenuhi persyaratan (a), Kurva *pushover bilinearized* yang dioptimalkan adalah yang paling dekat dengan aslinya kurva *pushover*. Dengan demikian, jumlah area terlampaui dioptimalkan kurva *pushover bilinearized* dan kurva *pushover* asli harus diminimalkan. Artinya, untuk mendapatkan yang optimal kurva *pushover bilinearized*, jumlah S_1 , S_2 dan S_3 seharusnya diminimalkan (Comartin, 1996).



Gambar 1. Kurva kapasitas

Mempertimbangkan interaksi antara mode getaran

Efek interaksi antara mode getar pada respons struktur dipertimbangkan dalam bagian ini. Teori modal superposisi digunakan untuk menentukan distribusi gaya lateral di sini daripada untuk menggabungkan respon dinamis dari masing-masing mode (Chopra dan Han, 2006). Oleh karena itu, interaksi antara mode secara langsung dipertimbangkan dengan menerapkan gaya lateral gabungan ke struktur sampai perpindahan atapnya mencapai nilai target. Karena faktor partisipasi modal adalah indeks penting untuk mewakili kontribusi setiap mode terhadap respons struktural total, untuk mendapatkan pola gaya lateral berdasarkan faktor partisipasi modal. Secara teoritis, semakin besar jumlah mode yang digunakan dalam analisis *pushover*, semakin baik estimasi respons struktural (FEMA-440, 2005). Dengan demikian, jumlah mode yang dipilih ditentukan berdasarkan pada kondisi bahwa jumlah dari rasio massa yang berpartisipasi modal (*modal participating mass ratio*) mereka harus setidaknya 0,9 sesuai dengan Persamaan 3.

$$\sum_{i=1}^{NN} \alpha_i \geq 0.9 \quad (3)$$

dengan NN = jumlah mode yang dipertimbangkan untuk menentukan kekuatan lateral distribusi.

Seperti disebutkan sebelumnya, *modal participating mass ratio* dihitung dari properti modal awal dan dapat diperoleh dengan mudah dari analisis numerik. Demikian, distribusi gaya lateral atas ketinggian struktur adalah ditentukan menggunakan rumus Persamaan 4.

$$F_s = \sum_{j=1}^{NN} \frac{|\gamma_j|}{\sum_{j=1}^{NN} |\gamma_j|} m \phi_j \quad (4)$$

dengan F_s = gaya lateral (KN), m = matriks massa, γ_j = faktor partisipasi modal, ϕ_j = vektor bentuk mode j .

Untuk benar pertimbangkan kontribusi setiap node terhadap respons struktural, itu diperlukan untuk mengadopsi nilai absolut dari partisipasi modal faktor, karena mungkin negatif untuk beberapa mode. Misalnya jika $NN = 3$, bentuk eksplisit dari Persamaan 4 adalah Persamaan 5.

$$F_s = \frac{|\gamma_1|}{|\gamma_1| + |\gamma_2| + |\gamma_3|} m \phi_1 + \frac{|\gamma_2|}{|\gamma_1| + |\gamma_2| + |\gamma_3|} m \phi_2 + \frac{|\gamma_3|}{|\gamma_1| + |\gamma_2| + |\gamma_3|} m \phi_3 \quad (5)$$

dengan F_s = gaya lateral (KN), m = matriks massa, γ_j = faktor partisipasi modal, ϕ_j = vektor bentuk mode j .

2. METODE PENELITIAN

Terdapat tujuh tahap prosedur analisis yang dilakukan untuk mendapatkan hasil analisis pengembangan *pushover* ICMP:

1. Menghitung ragam bentuk/*mode shapes* (ϕ), periode alami (t_n) dan frekuensi alami (ω_n) dari ketiga model struktur dengan bantuan *software* MATHLAB.
2. Menghitung distribusi pertambahan beban lateral untuk tiap tahap analisis *pushover* dari hasil kali massa terpusat (*lumped mass*) dengan *mode shape* ($s_n = m \cdot \phi$) untuk fase *first stage* dengan beban lateral s_1 , lalu fase multistage yang terdiri dari second stage dan third stage dimana pendefinisian fase tersebut didapat dari tiga mode awal terbesar. Sehingga terdapat tiga beban lateral yaitu s_1 , s_2 dan s_3 sesuai pada Tabel 1.

Tabel 1. Beban Lateral

No Variasi	Variasi Lateral Force		
	S1	S2	S3
1	(100%M1)	(100%M2)	(100%M3)
2	(100%M1)	(90%M1 + 10%M2)	(80%M1 + 20%M3)
3	(100%M1)	(80%M1 + 20%M2)	(70%M1 + 30%M3)
4	(90%M1 + 10%M2)	(90%M1 + 10%M2)	(80%M1 + 20%M3)
5	(90%M1 + 10%M2)	(80%M1 + 20%M2)	(70%M1 + 30%M3)
6	(100%M1)	(90%M1 + 10%M2)	(80%M2 + 20%M3)
7	(100%M1)	(80%M1 + 20%M2)	(70%M2 + 30%M3)
8	(100%M1)	(70%M1 + 30%M2)	(60%M2 + 40%M3)

3. Menghitung target perpindahan (δ_t) berdasarkan FEMA-273 (1997).

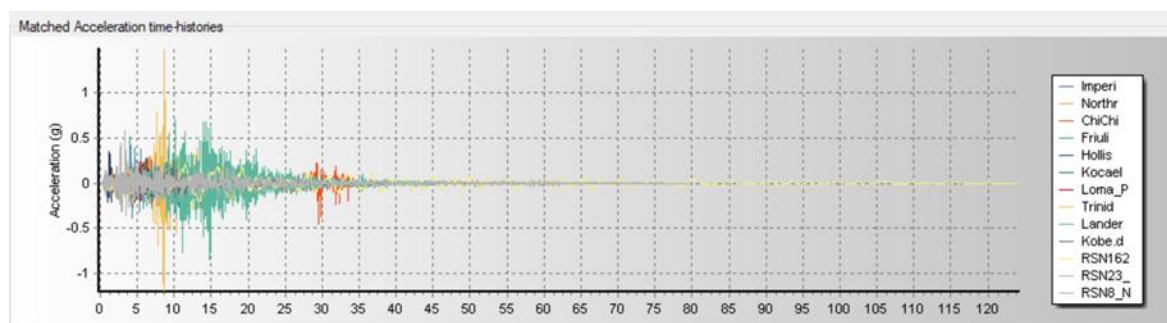
$$\delta_t = c_0 \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot c_3 \cdot S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 \cdot g$$

4. Mendefinisikan perilaku nonlinear material penampang dengan bantuan *software* XTRACT.
5. Melakukan analisis *pushover* untuk tahap tunggal (*single stages*) dan tahap banyak (*multi-stage*) pada *software* ETABS.
6. Melakukan analisis kurva kapasitas yang didapat (FEMA 356, 2000).
7. Membandingkan hasil analisis pengembangan *pushover* ICMP dengan *pushover* konvensional, NLTHA dan ICMP.

Sesuai dengan peraturan SNI 1726:2019 bahwa jenis beban struktur *Time History* menggunakan 12 jenis gempa (Gambar 2), dalam pembahasan jurnal ini menggunakan 12 jenis gempa seperti pada Tabel 2.

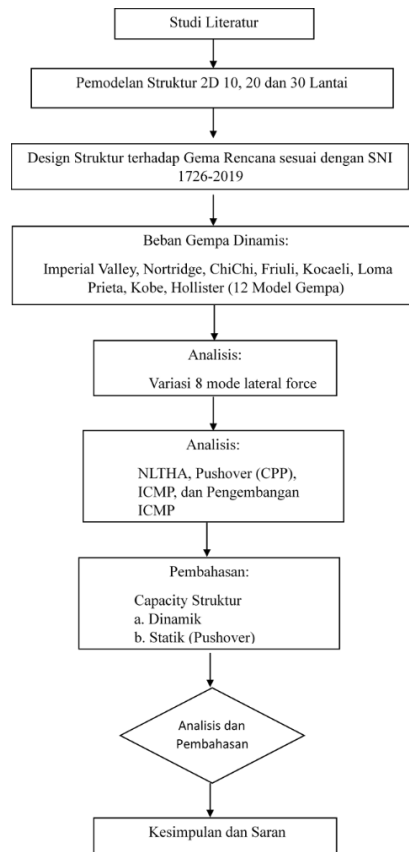
Tabel 2. Beban struktur *Time History*

No	Jenis Gempa	PGA (g)
1	Imperial Valley	1.5 g
2	Nortridge	1.4 g
3	Chi-Chi	0.8 g
4	Friuli	1.8 g
5	Kocaeli	0.5 g
6	Loma Prieta	1.02 g
7	Kobe	0.43 g
8	Hollister	1.0 g
9	Landers	2.9 g
10	Trinidad	4.5 g
11	St Elias	1.4 g
12	San Fransisco	1.5 g



Gambar 2. Perbandingan percepatan vs waktu 12 Gempa

Untuk memperjelas metode penelitian dapat dilihat diagram alir pada Gambar 3.



Gambar 3. Flowchart metodologi penelitian

Data struktur bangunan

Struktur bangunan rumah sakit dua dimensi (2D) dirancang dengan desain sebagai berikut:

- Jumlah Model Gedung : 3 Model Gedung 2D 10 Lantai, 20 Lantai & 30 Lantai
- Jumlah Bentang Balok : 3 (dimana panjang tiap bentang adalah 4,5 meter)
- Tinggi per tingkat : 3,5 meter
- Faktor Keutamaan (I_e) : 1.5 (gedung rumah sakit)
- Koefisien Modifikasi (R) : 8 (SRPMK)
- Faktor Kuat Lebih (Ω_0) : 3 (SRPMK)
- Faktor Defleksi (C_d) : 5.5
- Lokasi Gedung : Jakarta
- Jenis Tanah : Tanah Sedang (SD)

Berikut data material dan dimensi penampang yang digunakan dalam perancangan struktur:

- Mutu Beton (f'_c) : 30 MPa
- Mutu Baja Tulangan (f_y) : 400 MPa

Penampang balok dan kolom yang dipergunakan mempunyai beberapa variasi sesuai dengan model dan jumlah lantai setiap bangunan seperti pada Tabel 3 sampai dengan Tabel 5.

Tabel 3. Data ukuran penampang elemen struktur 10 tingkat

Tipe Elemen Struktur	Dimensi (mm)	Lokasi Tingkat
BALOK 1	250X350	Tingkat Dasar s/d Tingkat 5
BALOK 2	250X400	Tingkat 6 s/d Tingkat 10
KOLOM 1	400X400	Tingkat Dasar s/d Tingkat 5
KOLOM 2	450X450	Tingkat 6 s/d Tingkat 10

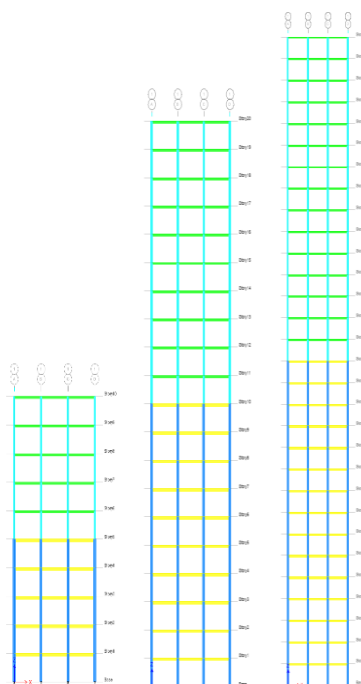
Tabel 4. Data ukuran penampang elemen struktur 20 tingkat

Tipe Elemen Struktur	Dimensi (mm)	Lokasi Tingkat
BALOK 1	250X350	Tingkat Dasar s/d Tingkat 10
BALOK 2	250X400	Tingkat 11 s/d Tingkat 20
KOLOM 1	400X400	Tingkat Dasar s/d Tingkat 10
KOLOM 2	450X450	Tingkat 11 s/d Tingkat 20

Tabel 5. Data ukuran penampang elemen struktur 30 tingkat

Tipe Elemen Struktur	Dimensi (mm)	Lokasi Tingkat
BALOK 1	250X350	Tingkat Dasar s/d Tingkat 15
BALOK 2	250X400	Tingkat 16 s/d Tingkat 30
KOLOM 1	400X400	Tingkat Dasar s/d Tingkat 15
KOLOM 2	450X450	Tingkat 16 s/d Tingkat 30

Pemodelan struktur dua dimensi (2D) menggunakan bantuan software ETABS v19, dimana terdapat tiga model yaitu model 10 lantai, model 20 lantai dan model 30 lantai seperti pada Gambar 3.

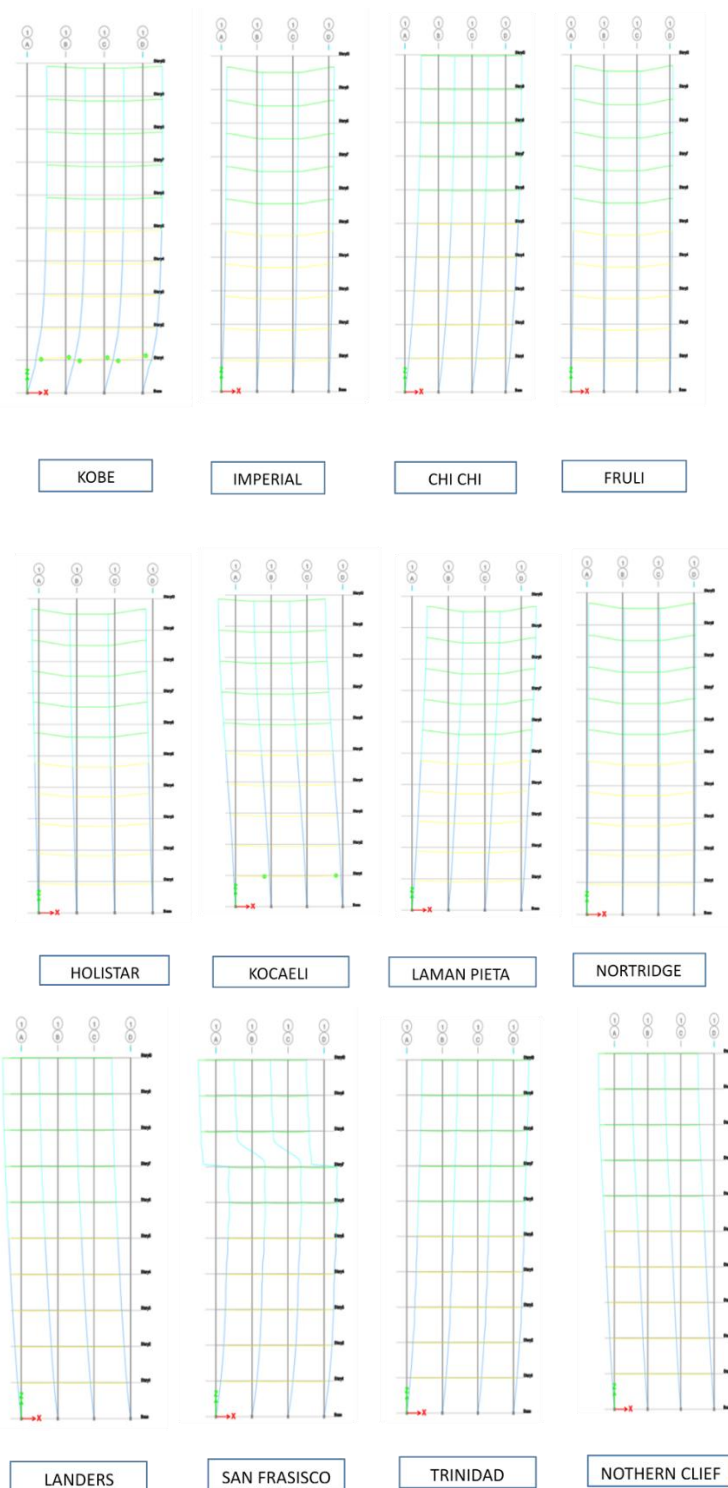


Gambar 3. Model Struktur 10 Tingkat (kiri); Model Struktur 20 Tingkat (tengah); Model Struktur 30 Tingkat (kanan)

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Hasil analisis perbandingan *story drift* dengan variasi 12 jenis gempa dapat kita lihat pada Gambar 4, bahwa yang mencapai *story drift* terbesar adalah jenis gempa Kobe. Walaupun dalam hasil tersebut ada perbedaan hasil optimum

saat di lantai dasar, lantai tengah dan lantai atas. Dalam lantai elevasi tengah terlihat jenis gempa Kocaeli mendapatkan nilai optimum dibandingkan gempa Kobe, kemudian dalam lantai puncak yang mendekati jenis gempa Nortridge berdampingan dengan gempa Kobe.

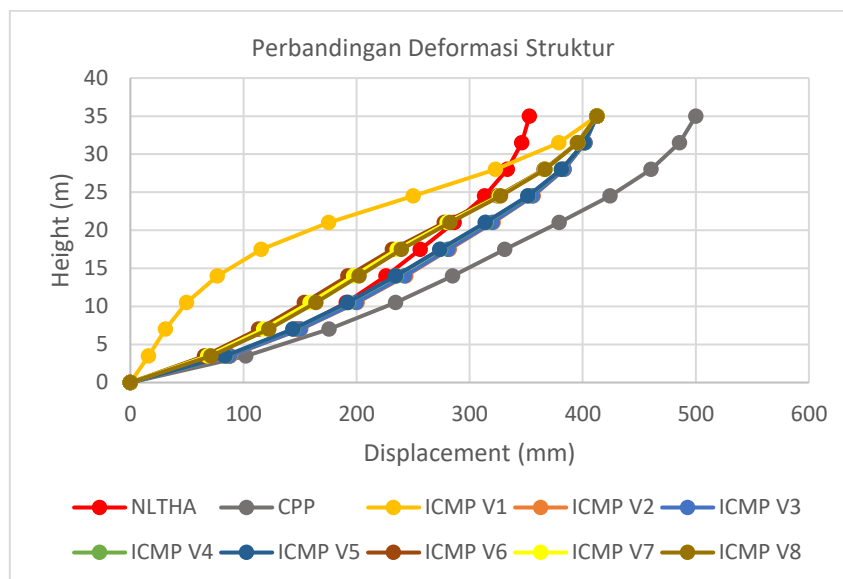


Gambar 4. Dua belas (12) model gempa yang telah di matching dengan respon spektrum Jakarta

Kedua belas model gempa pada Gambar 4 yang telah di matching dengan respon spektrum Jakarta, mengalami warna hijau pada sendi plastis yang menggambarkan bahwa bagian tersebut sudah melewati batas elastisnya (B-C). Namun, pada jenis gempa Kobe dan Kocaeli masih memiliki kemampuan untuk mempertahankan kekuatannya, dimana

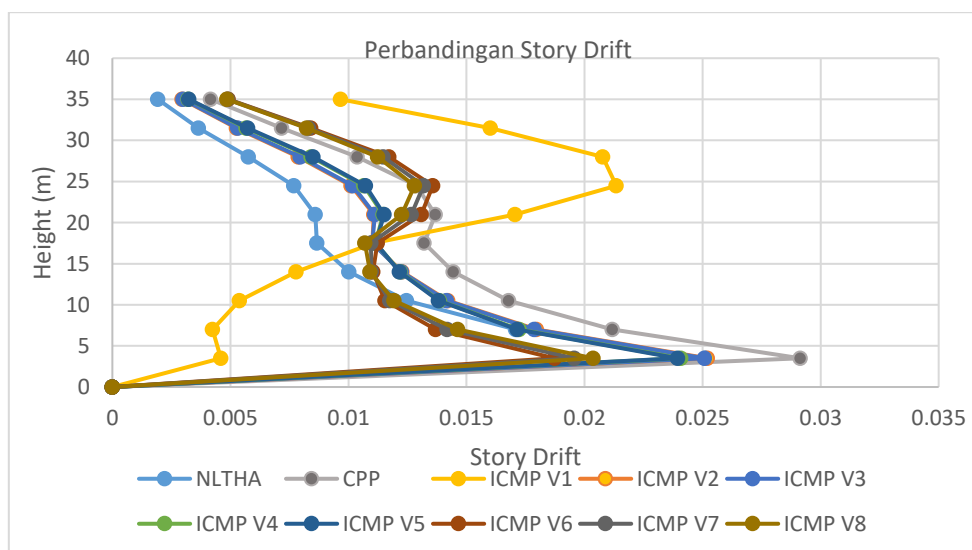
elemen balok sudah mengalami plastis, sedangkan pada kolom tidak terjadi story mechanism. Sedangkan jenis gempa yang lainnya belum mengalami proses sendi plastis pada struktur balok maupun kolom.

Perbandingan hasil analisis untuk ICMP dari berbagai variasi mode, CPP dan NLTHA



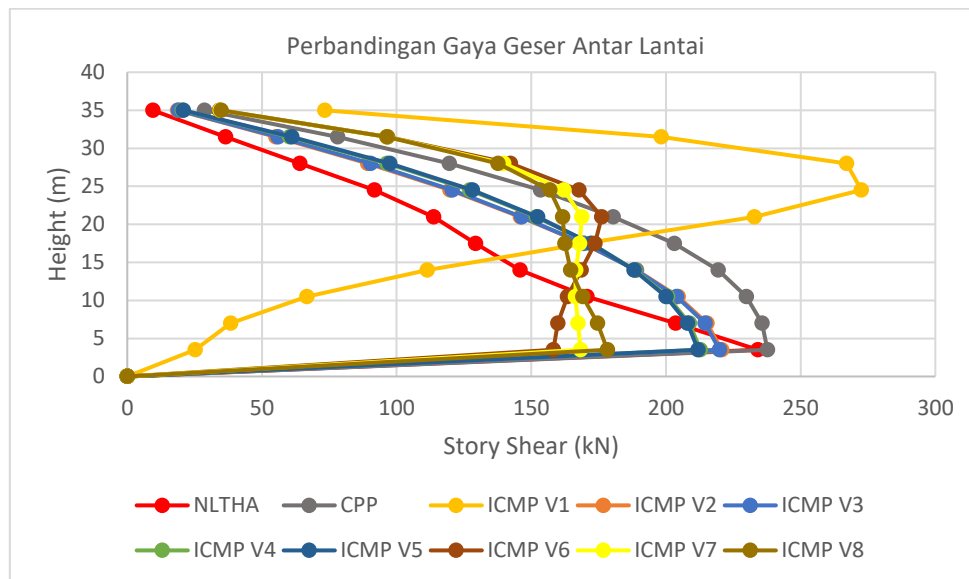
Gambar 5. Hasil analisis perbandingan displacement lantai 10

Terlihat pada Gambar 5 hasil analisis perbandingan displacement dengan variasi beberapa mode, bahwa yang mendekati dengan hasil NLTHA adalah ICMP V2, ICMP V3, ICMP V4 dan ICMP V5. Dibandingkan itu semua, ICMP V2 adalah yang paling mendekati dengan hasil NLTHA.



Gambar 6. Hasil analisis perbandingan story drift lantai 10

Terlihat pada Gambar 6 hasil analisis perbandingan story drift dengan variasi beberapa mode, bahwa yang mendekati dengan hasil NLTHA adalah ICMP V2, ICMP V3, ICMP V4 dan ICMP V5. Dibandingkan itu semua, ICMP V2 adalah yang paling mendekati dengan hasil NLTHA.

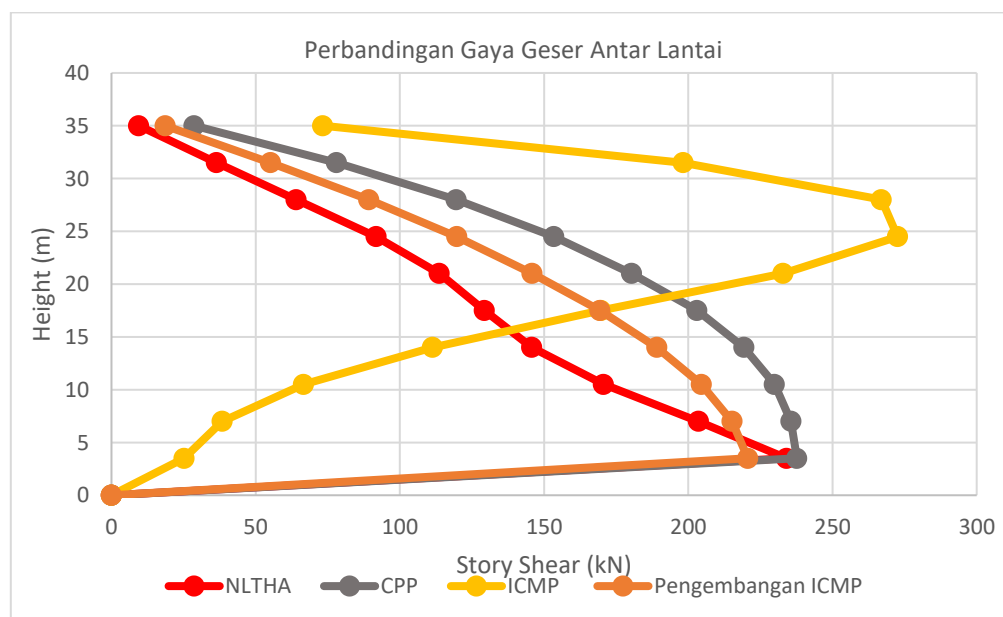


Gambar 7. Hasil analisis perbandingan story shear lantai 10

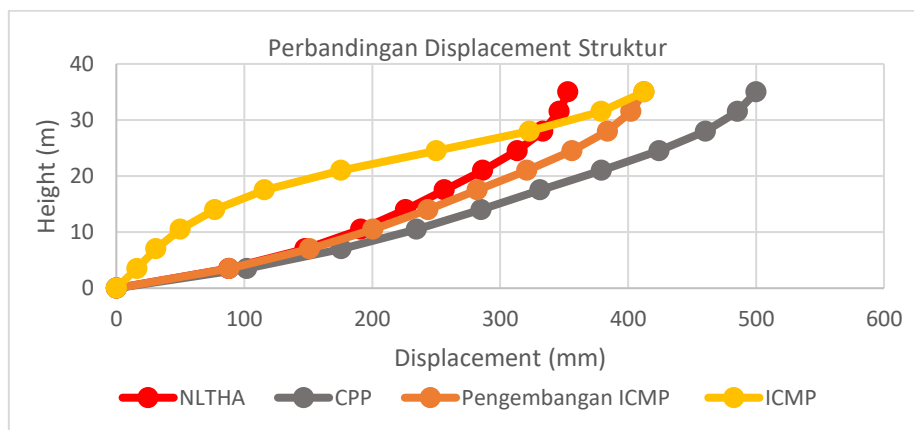
Terlihat pada Gambar 7 hasil analisis perbandingan story shear dengan variasi beberapa mode, bahwa yang mendekati dengan hasil NLTHA adalah ICMP V2, ICMP V3, ICMP V4 dan ICMP V5. Dibandingkan itu semua, ICMP V2 adalah yang paling mendekati dengan hasil NLTHA.

Perbandingan Hasil Analisis untuk ICMP optimal (S1 100%M1, S2 90M1+ 10%M2, S3 80%M1+20%M3), CPP dan NLTHA

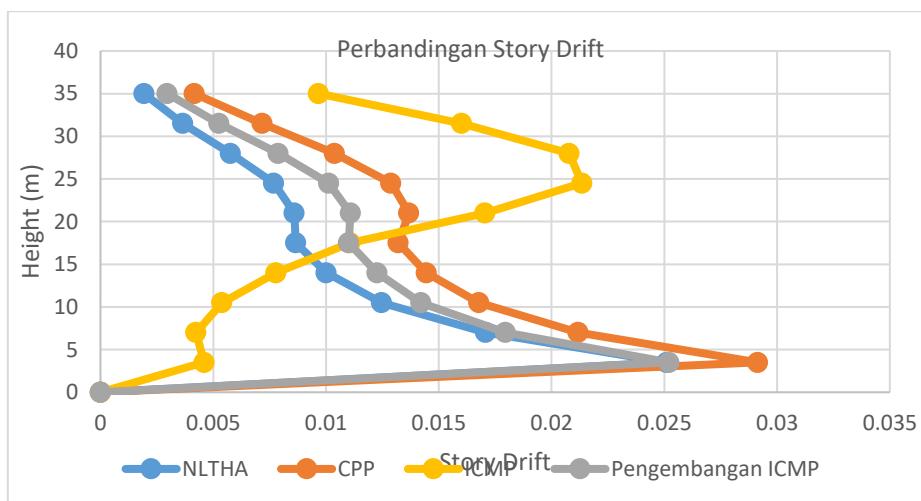
Dapat dilihat pada (Gambar 8-10) menunjukkan hasil analisis perbandingan *Story Shear*, *displacement*, *Story Drift* dan pada analisa NLTHA, pengembangan ICMP, ICMP, dan CPP bahwa analisis struktur yang menggunakan pengembangan ICMP dengan variasi mode hasilnya mendekati hasil dari NLTHA, mulai dari lantai bawah sampai dengan lantai atas. Dibandingkan dengan hasil dari ICMP yang tidak menggunakan variasi mode, mulai dari lantai bawah sampai atas hasil lebih jauh dari *displacement*, *Story Drift* dan *Story Shear* tidak mendekati hasil dari NLTHA.



Gambar 8. Hasil analisis perbandingan story shear lantai 10

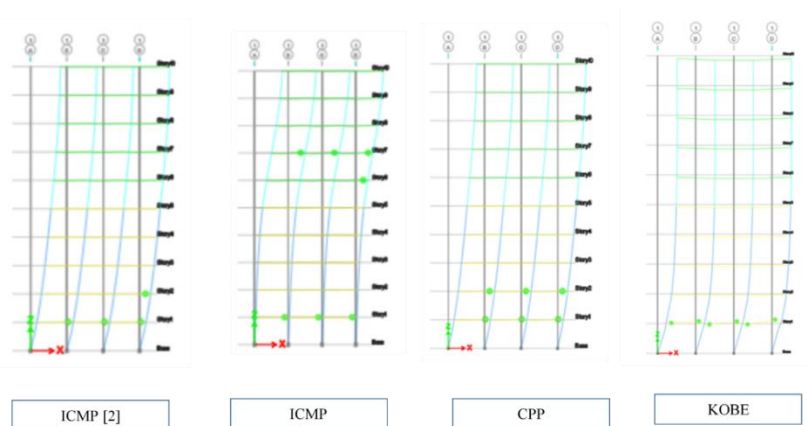


Gambar 9. Hasil analisis perbandingan displacement lantai 10



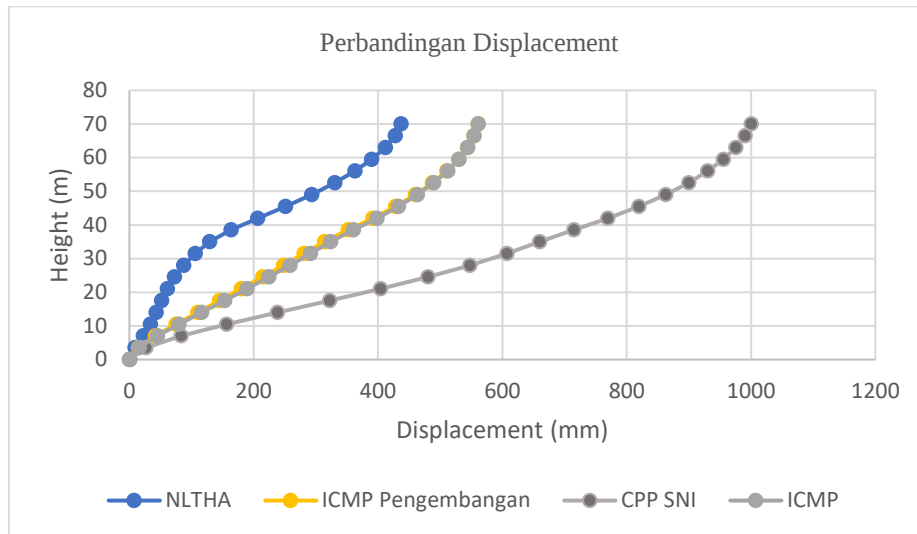
Gambar 10. Hasil analisis perbandingan story drift lantai 10

Tiga (3) model gempa pada Gambar 11 yaitu gempa hasil matching Kobe, ICMP, Pengembangan ICMP, Original Kobe dan CPP, telah mengalami warna hijau pada sendi plastis yang menggambarkan bahwa bagian tersebut sudah melewati batas elastisnya (B-C) namun masih memiliki kemampuan untuk mempertahankan kekuatannya. Perilaku yang ditampilkan pada model struktur sesuai dengan apa yang direncanakan. Dimana elemen balok sudah mengalami plastis, sedangkan pada kolom tidak terjadi story mechanism. Selebihnya struktur diizinkan mengalami plastis, namun tidak boleh terjadi story mechanism.

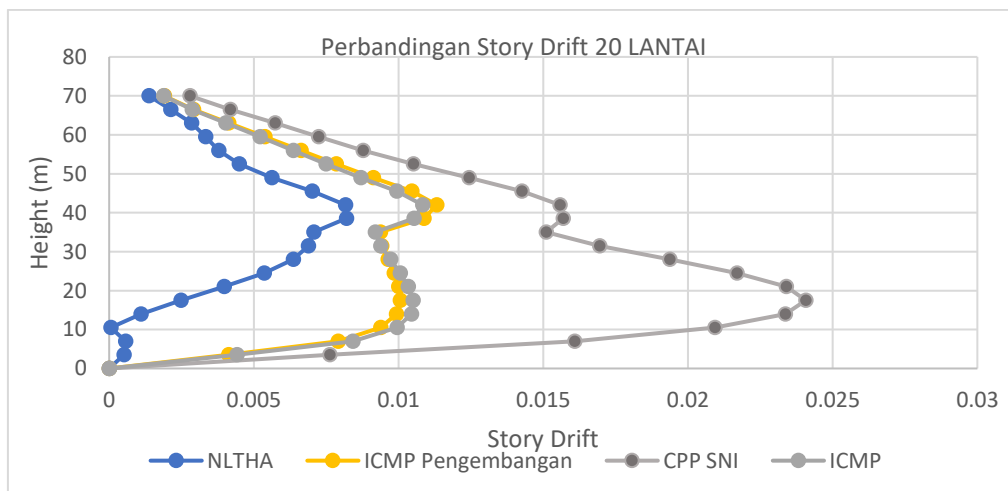


Gambar 11. Pola Keruntuhan Sendi Plastis ICMP [2], ICMP, CPP, NLTHA KOBE (10 Lantai)

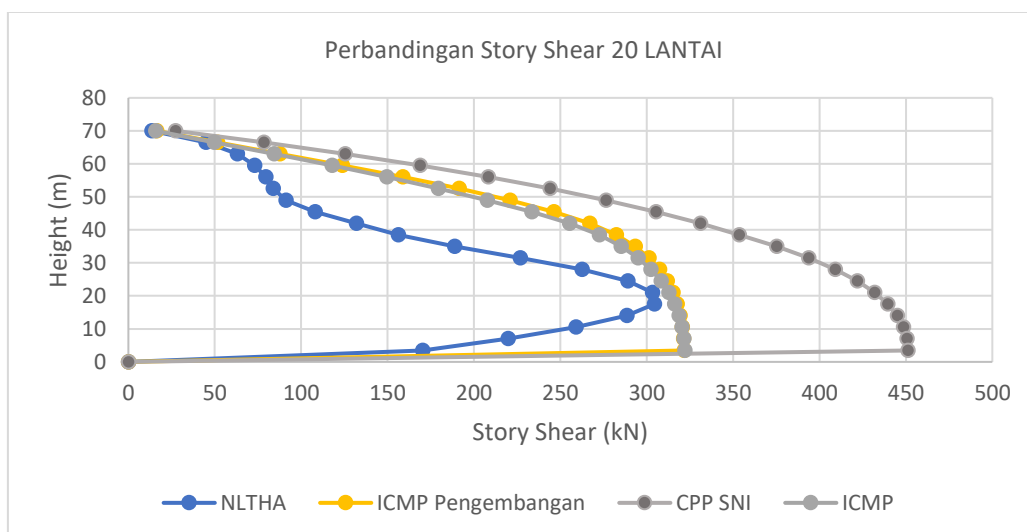
Perbandingan Hasil Analisis untuk ICMP, CPP dan NLTHA



Gambar 12. Hasil analisis perbandingan perpindahan 20 lantai

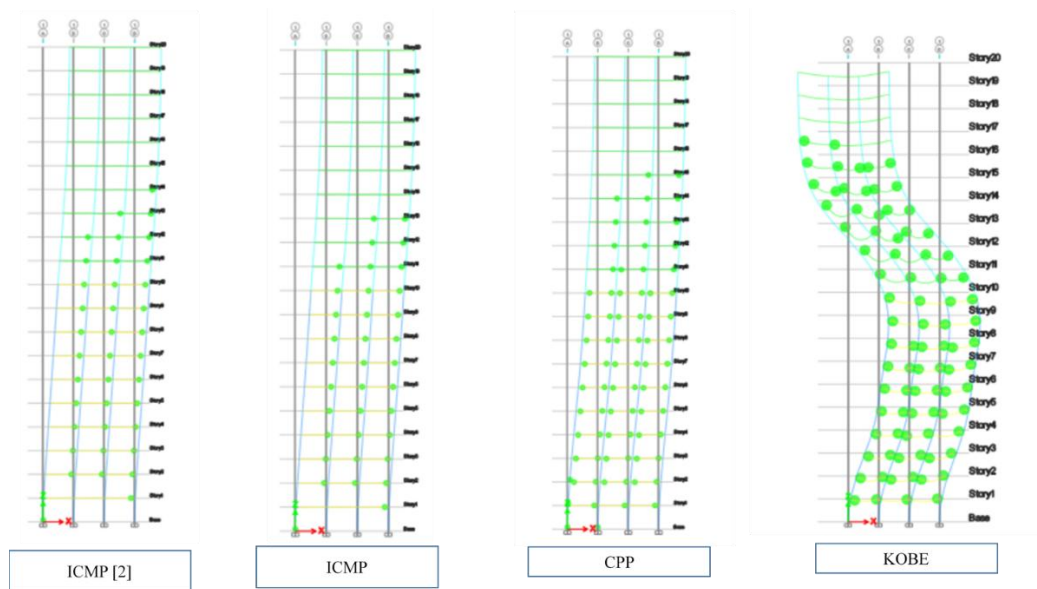


Gambar 13. Hasil analisis perbandingan story drift 20 lantai



Gambar 14. Hasil analisis perbandingan gaya geser antar lantai 20

Dapat dilihat pada (Gambar 12-14) menunjukkan hasil analisis perbandingan *displacement*, *Story Drift*, dan *Story Shear* lantai 20 pada analisa NLTHA, Pengembangan ICMP, ICMP, dan CPP bahwa anlisis struktur yang menggunakan pengembangan ICMP dengan variasi mode dan ICMP hasilnya mendekati hasil dari NLTHA , mulai dari lantai bawah sampai lantai atas. Berbanding jauh dibandingkan dengan hasil dari CPP yang tidak mengunakan variasi lateral force dan mode, mulai dari lantai bawah sampai atas pada hasil dari *displacement* *Shear* tidak mendekati hasil dari NLTHA. Pada hasil *Story Drift*, dan *Story Shear* lantai bawah pada CPP tidak mendekati hasil dari NLTHA, mulai medekati pada lantai atas struktur.

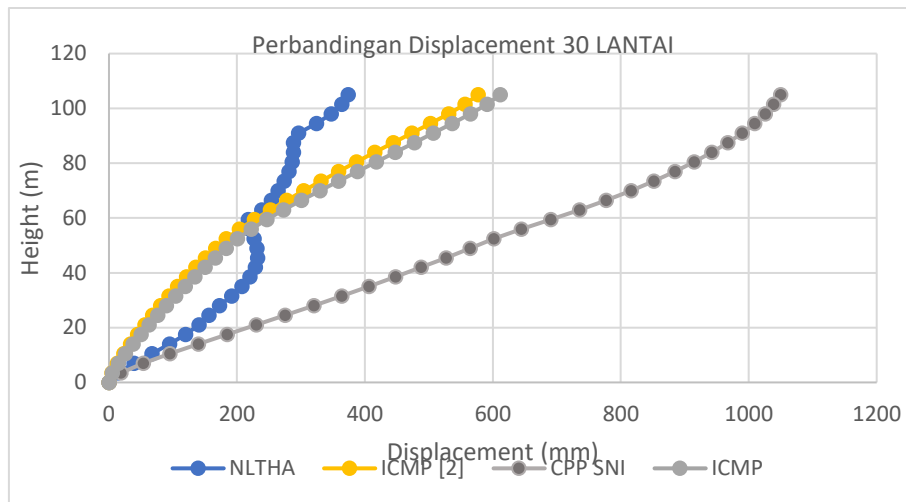


Gambar 15. Pola Keruntuhan Sendi Plastis ICMP [2], ICMP, CPP, NLTHA KOBE (20 Lantai)

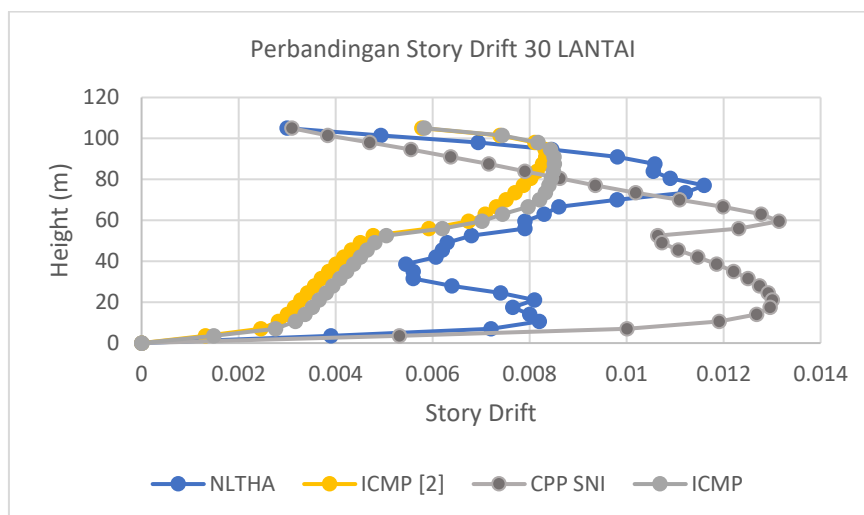
Tiga 3 model gempa pada Gambar 15 yaitu gempa hasil *matching* Kobe, ICMP, Pengembangan ICMP [2], Original Kobe dan CPP, telah mengalami warna hijau pada sendi plastis yang menggambarkan bahwa bagian tersebut sudah melewati batas elastisnya (B-C) namun masih memiliki kemampuan untuk mempertahankan kekuatannya.

Perilaku yang ditampilkan pada model struktur sesuai dengan apa yang direncanakan, dimana elemen balok sudah mengalami plastis, sedangkan pada kolom tidak terjadi story mechanism. Kecuali pada ICMP dan CPP mengalami sendi plastis pada kolom. Hal ini dikarenakan struktur memang didesain elastis hanya mencapai beban gempa dengan faktor skala I_e/R , selebihnya struktur diizinkan mengalami plastis, namun tidak boleh terjadi story mechanism.

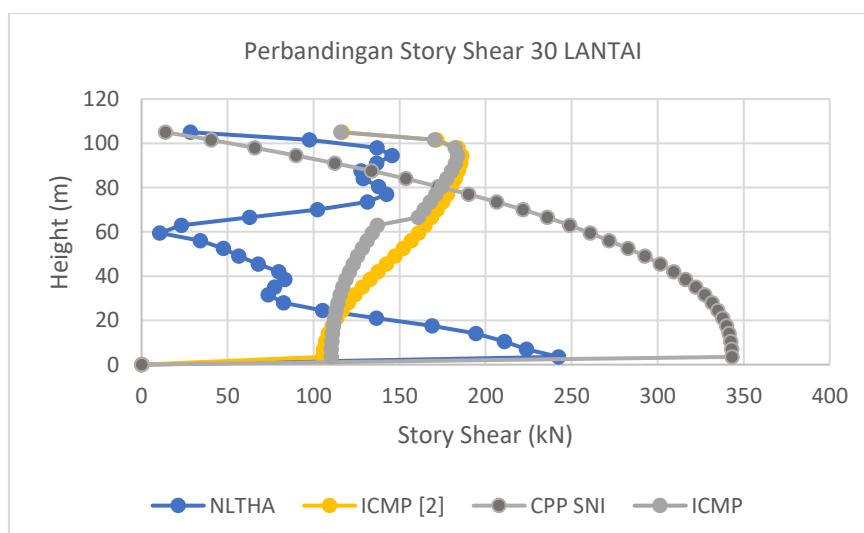
Perbandingan hasil analisis untuk ICMP, CPP dan NLTHA



Gambar 16. Hasil analisis perbandingan perpindahan lantai 30



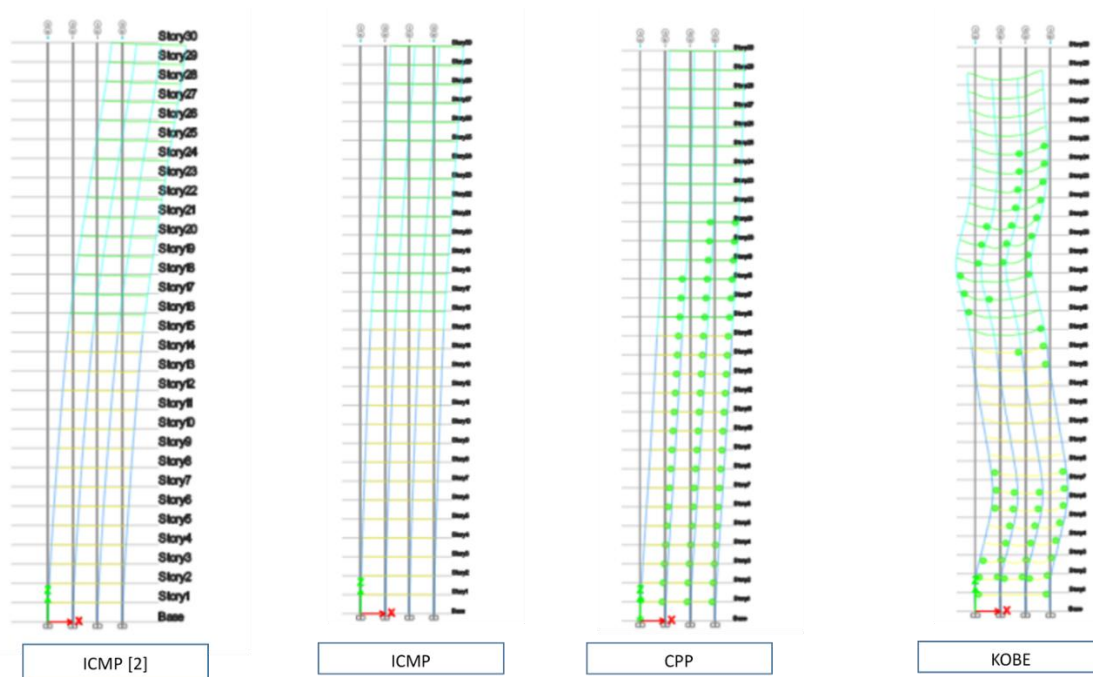
Gambar 17. Hasil analisis perbandingan story drift lantai 30



Gambar 18. Hasil analisis perbandingan gaya geser antar lantai lantai 30

Dapat dilihat pada Gambar 16-18 menunjukkan hasil analisis perbandingan *displacement*, *Story Drift*, dan *Story Shear* lantai 30 pada analisa NLTHA, Pengembangan ICMP, ICMP, dan CPP. Analisis struktur yang menggunakan pengembangan ICMP dengan variasi mode dan ICMP hasilnya mendekati hasil dari NLTHA, walaupun jika dibandingkan dengan hasil pada struktur lantai 30 ini lebih variatif polanya. Pada perbandingan hasil dari *displacement* pada lantai bawah sampai tengah hasilnya dari ICMP lebih kecil dibandingkan hasil dari NLTHA, lalu kemudian dari lantai tengah sampai atas hasilnya lebih besar dibandingkan NLTHA.

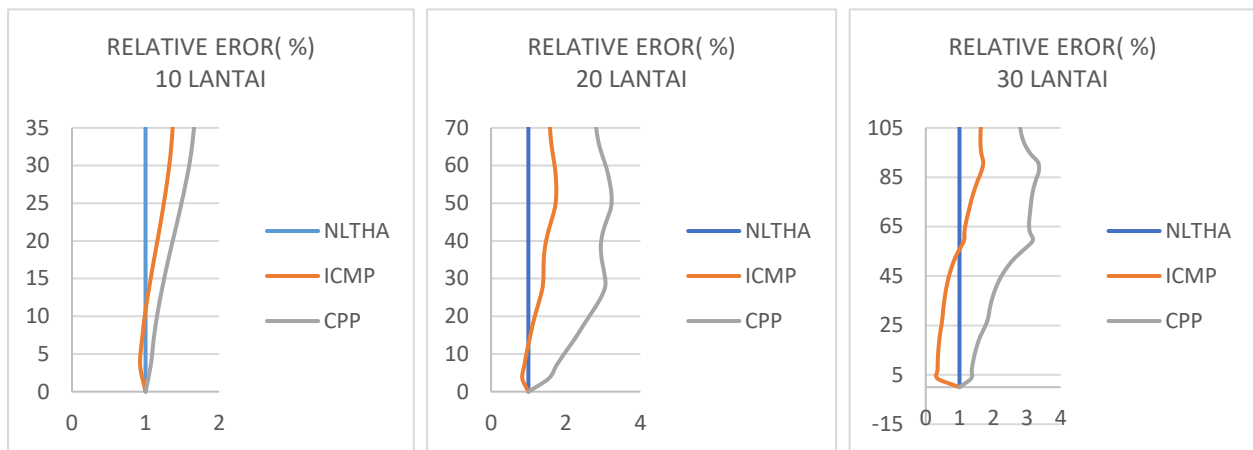
Berbanding jauh dibandingkan dengan hasil dari CPP yang tidak menggunakan variasi lateral force dan mode, mulai dari lantai bawah sampai atas pada hasil dari *displacement* idak mendekati hasil dari NLTHA. Pada hasil *Story Drift* dan *Story Shear* lantai bawah pada CPP tidak mendekati hasil dari NLTHA, mulai medekati pada lantai atas struktur.



Gambar 19. Pola keruntuhan sendi plastis ICMP [2], ICMP, CPP, NLTHA KOBE (30 Lantai)

Tiga 3 model gempa pada Gambar 19 yaitu gempa hasil Matching Kobe, ICMP, Pengembangan ICMP [2] Original Kobe dan CPP, telah mengalami warna hijau pada sendi plastis yang menggambarkan bahwa bagian tersebut sudah melewati batas elastisnya (B-C) namun masih memiliki kemampuan untuk mempertahankan kekuatannya.

Perilaku yang ditampilkan pada model struktur sesuai dengan apa yang direncanakan, dimana elemen balok sudah mengalami plastis. Pada kolom tidak terjadi story mechanism, kecuali pada CPP mengalami sendi plastis pada kolom. Hal ini dikarenakan struktur memang didesain elastis hanya mencapai beban gempa dengan faktor skala I_e/R , selebihnya struktur diizinkan mengalami plastis, namun tidak boleh terjadi story mechanism.



Gambar 20. Galat kombinasi ICMP dan CPP terhadap displacement NLTHA

Dapat dilihat berturut-turut pada Gambar 20 untuk tipe CPP, dimana hasil CPP yang tidak baik dapat didekati dengan pemilihan metode ICMP. ICMP memberikan hasil yang lebih baik dibandingkan CPP dengan memberikan parameter output yang memiliki galat lebih rendah dan/atau lebih konservatif (lebih aman dalam tahap design). Dapat dilihat pula bahwa hasil dari lantai 10, 20 dan 30 lantai semakin tinggi metode CPP semakin jauh relative erornya, sedangkan metode ICMP memiliki galat yang stabil mendekati metode NLTHA di setiap tingkatan lantainya.

4. KESIMPULAN

Berdasarkan laporan penelitian yang disajikan pada bab sebelumnya dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Dari hasil penelitian dapat dilihat bahwa penambahan jumlah lantai, berturut-turut dari bangunan 10 lantai, bangunan 20 lantai dan bangunan 30 lantai memberikan efek dibutuhkannya tambahan modal seiring meningkatnya tinggi gedung. Selanjutnya, efek penambahan kontribusi *higher modes* pada pengembangan ICMP meningkatkan akurasi terhadap NLTHA. Namun, penambahan kontribusi mode pada pengembangan ICMP tidak selalu terikat berdasarkan modal mass participation ratio. Dalam penelitian ini, 1 (satu) sampai dengan 3 (tiga) mode awal pada arah yang ditinjau sudah dapat mencukupi.
2. Dari 8 variasi lateral force, variasi yang mendekati dengan ICMP adalah variasi S1 (100% M) S2 (90%M1 + 10%M2) S3 (80%M1+20%M3), lebih mendekati dibandingkan proposi ICMP sebelumnya yang menggunakan 100% partisipasi mode 1, 2, dan 3.
3. Dari hasil penelitian ini, didapatkan bahwa estimasi prosedur ICMP dapat memberikan hasil yang baik dengan rentang *underestimate* dibawah perkiraan terhadap ICMP pada konteks respons *displacement* tidak lebih dari 30%.
4. Untuk respons struktur terhadap *story drift*, gaya geser antar lantai dan deformasi dari lantai 10, 20, dan 30 lantai mendekati ICMP baik dari lantai bawah hingga lantai puncak. Hal yang sulit terjadi jika menggunakan analisis *pushover* biasa, dimana semakin tinggi bangunan analisis semakin konservatif (menjauhi hasil analisis ICMP) dikarenakan tidak mempertimbangkan faktor mode, perubahan kekakuan, lateral force dan faktor lainnya.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. (2019). Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2019). <http://sispk.bsn.go.id/SNI/DaftarList>
- Comartin, C. D. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (Vol. 40). Seismic Safety Commission, State of California.
- FEMA-273 (1997). "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings." Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
- Chopra, A. K. (2000). Dynamics of Structures: Theory and applications to earthquake engineering (2nd edition). Prentice-Hall.
- Chopra, A. K. (2005). Earthquake Dynamics of Structures a Primary. (2nd edition). Earthquake Engineering Research Institute.

- Han, S. W., Chopra, A. K. (2006). Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1853-1873.
- ASCE. "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)." Prepared for FEMA (2000).
- FEMA, A. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA-440, Redwood City, 7(9), 11.
- Mao, J., Zhai, C., & Xie, L. (2008). An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7, 25-31.
- Zhang, J. Z., Jiang, J., & Li, G. Q. (2017). An improved consecutive modal pushover procedure for estimating seismic demands of multi-storey framed buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(4), e1336.