

DESAIN BERBASIS KINERJA (*PERFORMANCE BASED DESIGN*) UNTUK STRUKTUR GEDUNG SUPER TINGGI THAMRIN 9 TOWER 1 DENGAN SISTEM *OUTRIGGER & BELT-TRUSS*

Bambang Budiono¹, Wiratman Wangsadinata (Alm.)², Indra Djati Sidi³

ABSTRAK

Pada umumnya desain sistem struktur gedung beton bertulang (*RC*) tahan gempa dengan ketinggian lebih dari 60 lantai (gedung super tinggi) yang menggunakan sistem ganda menjadi tidak lagi efektif, sebab deformasi lateral dan tulangan momen lentur dinding geser akan berlebihan (*excessive*). Salah satu alternatif yang umum digunakan untuk sistem struktur gedung super tinggi adalah sistem *outrigger & belt-truss*. Meskipun demikian, hal lain yang harus diperhatikan dalam merencanakan gedung super tinggi dengan *outrigger & belt-truss* adalah adanya batasan nilai koefisien gempa (C_s) minimum ($C_{s,min}$) sesuai dengan persyaratan SNI 1726-2012. Hal ini sering menjadi masalah karena gedung super tinggi mempunyai perioda alami panjang yang menghasilkan nilai koefisien gempa aktual ($C_{s,aktual}$) jauh dibawah nilai $C_{s,min}$. Dengan batasan $C_{s,min}$, maka desain kekakuan (dimensi) dan kekuatan (penulangan) struktur menjadi konservativ, tidak ekonomis dan sering mengakibatkan tulangan yang padat (*congestion*). Berhubung sistem struktur dengan *outrigger & belt-truss* belum diatur dalam SNI 1726-2012, maka perencanaan struktur gedung super tinggi tahan gempa dalam makalah ini menggunakan desain berbasis kinerja (*Performance Based Design/PBD*). Studi kasus dan penerapan *PBD* dilakukan untuk desain gedung super tinggi Thamrin Nine Tower 1, yang memiliki 72 lapis dengan ketinggian mencapai ± 330 meter. Sistem struktur adalah *RC* dengan *outrigger & belt-truss* baja dikombinasikan dengan *core wall* dan portal rangka. Analisis dinamik untuk desain menggunakan *CQC* dengan $C_{s,aktual}$. Nilai desain awal menggunakan parameter $R=5$, $\Omega_0=2,5$ dan $C_d=5,5$. Nilai minimum $C_{s,aktual}$ untuk perhitungan Gaya Geser Statis adalah $C_{s,rata-rata}$ atau C_{SRata} . Nilai C_{SRata} adalah rata-rata antara $C_{s,aktual}$ mode 1 arah yang ditinjau (X atau Y) dan nilai $C_{s,min}$ SNI 1726-2012. Hal ini dilakukan untuk menghasilkan desain yang lebih ekonomis. Nilai minimum C_{SRata} sama dengan $1,20 C_{s,aktual}$. Meskipun C_{SRata} lebih kecil dari $C_{s,min}$, hasil perancangan *PBD* harus memenuhi kinerja *Life Safety (LS)* baik untuk kinerja struktur maupun komponennya, dibawah gempa maksimum *MCER*. Disamping itu, tulangan terpasang harus menghasilkan distribusi gaya geser nominal yang memenuhi persyaratan $C_{s,min}$ SNI 1726-2012. *PBD* menggunakan analisis *non-linear pushover* dan *nonlinear time history analysis (NLTHA)* dengan 7 set gempa *artificial* untuk Jakarta. Berdasarkan hasil kedua analisis *nonlinear* diperoleh bahwa level kinerja gedung Thamrin Nine Tower 1 adalah *Immediate Occupancy (IO)* sampai dengan *LS*, dengan sendi plastis terjadi pada balok induk dan dinding geser di bagian dasar gedung dan di sekitar lantai *outrigger & belt-truss*, sedangkan elemen *outrigger & belt-truss* tetap berperilaku elastik. Dengan melakukan *PBD* maka penulangan struktur gedung Thamrin Nine Tower 1 terbukti menjadi jauh lebih ekonomis.

Kata Kunci :

Koefisien Gempa Aktual ($C_{s,aktual}$), Koefisien Gempa Minimum ($C_{s,min}$), Koefisien Gempa Rata-Rata (C_{SRata}), *Outrigger & Belt-Truss*, Desain Berbasis Kinerja (*Performance Based Design/PBD*), *Non-Linear Pushover Analysis*, *Non-Linear Time History Analysis (NLTHA)*, sendi plastis.

1) Guru Besar ITB; 2) Mantan Presdir PT Wiratman, Guru Besar ITB (Alm); 3) Lektor Kepala ITB, Komisaris PT PGW

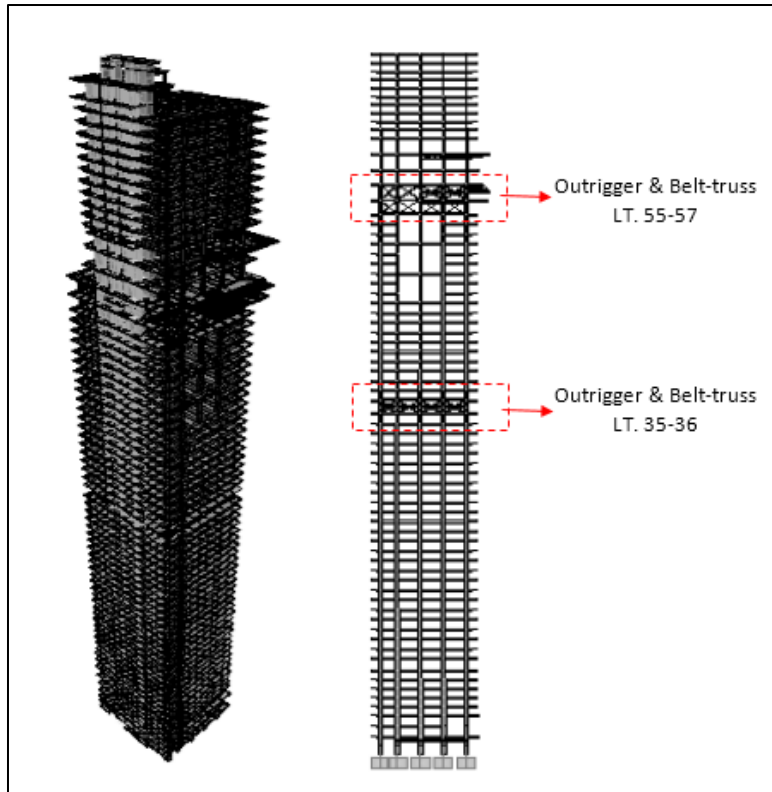
PENDAHULUAN

Thamrin 9 Tower 1 adalah salah satu gedung tinggi yang sedang dibangun di Jl. Thamrin, Jakarta. Gambar 1 adalah tampilan Thamrin 9 Tower 1 yang memiliki jumlah lantai 72 lantai dan 6 lapis besmen dengan total ketinggian mencapai ± 330 meter, menjadikan gedung ini masuk kategori gedung super tinggi. Fungsi daripada gedung Thamrin 9 Tower 1 ini adalah untuk perkantoran, hotel, apartemen, serta beberapa sarana penunjang lainnya, seperti : mall, sport-hall, dan parkir.

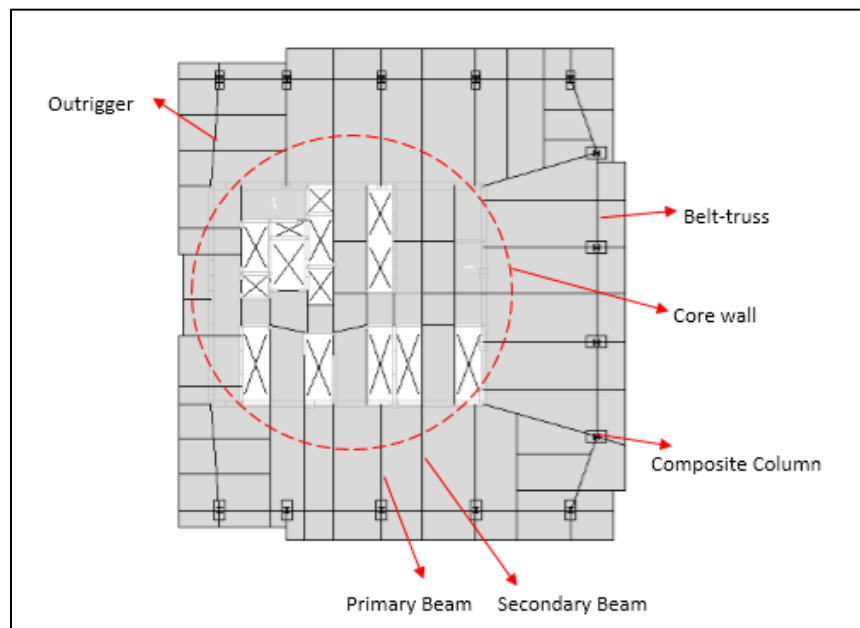


Gambar 1 : Gedung Thamrin 9 Tower 1

Sistem struktur yang digunakan pada gedung Thamrin 9 tower 1 adalah kombinasi sistem dinding berangkai (*coupled shear wall*) dengan sistem *outrigger & belt-truss* yang dipasang pada lantai 35-36 dan lantai 55-57. *Outrigger & belt-truss* menggunakan material baja dengan menggunakan profil IWF, dimana kedua elemen ini disambungkan pada elemen kolom komposit. Pada penggunaanya, *outrigger & belt-truss* dipasang pada lantai MEP supaya tidak mengganggu fungsional daripada gedung.



Gambar 2 Tampilan permodelan gedung Thamrin 9 Tower 1



Gambar 3 Denah Lt. 35-36 (lantai outrigger & belt-truss)

Hal lain yang sering menjadikan masalah pada desain gedung super tinggi adalah adanya batasan nilai C_s minimum ($0.044 S_{DS} I$) yang diatur dalam SNI 03-1726-2012 yang lebih besar dari C_s aktual gedung tersebut. Hal ini akan menyebabkan desain struktur gedung super tinggi menjadi

tidak ekonomis, konservatif, dan sulit untuk dilaksanakan karena tulangan terpasang yang dibutuhkan akan berlebihan (lihat Gambar 4).

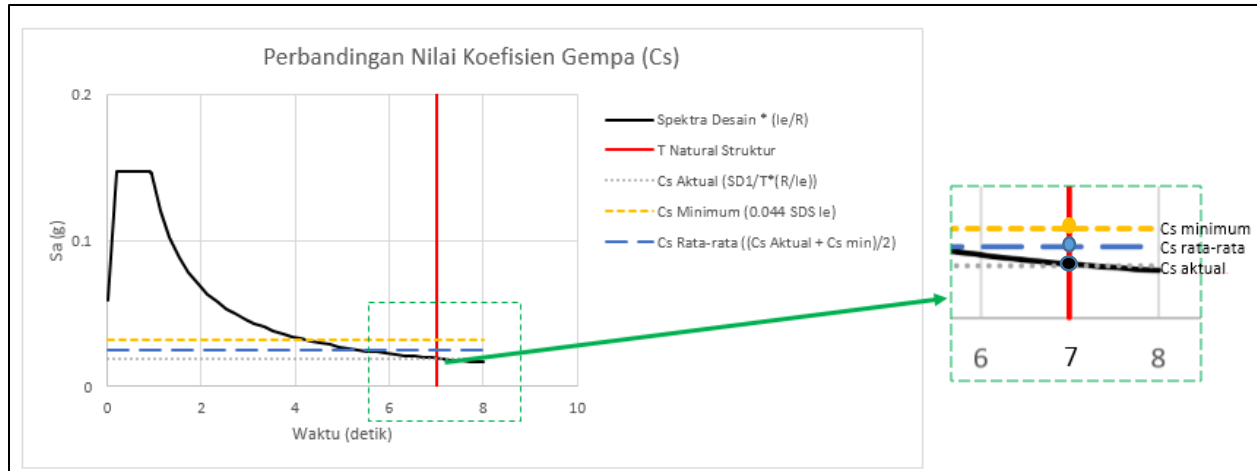


Gambar 4 Tulangan kolom dan shearwall struktur gedung Thamrin 9 Tower 1 (desain awal non PBD)

Terlihat jelas pada Gambar 4 bahwa dengan desain lama, implementasi pemasangan tulangan pada elemen vertikal (kolom dan *shearwall*) menjadi sangat tidak ekonomis dan padat. Hal ini tentunya akan berdampak negatif ke arah konstruksi selanjutnya seperti masalah agregat tidak bisa masuk sehingga banyak terjadi daerah keropos (*honey comb*) pada kolom dan atau *shearwall* yang akan berdampak pada jatuhnya mutu beton rencana.

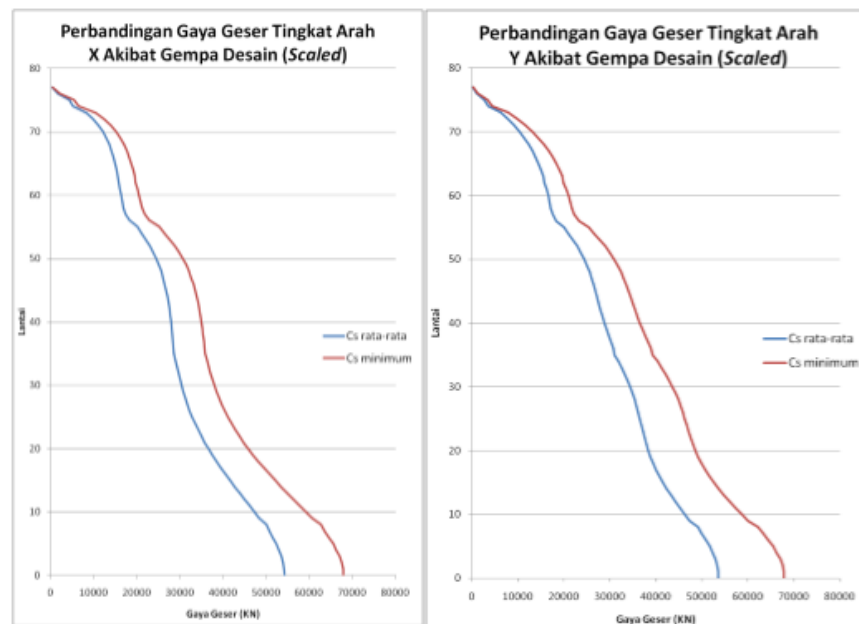
Pada umumnya, gedung super tinggi mempunyai periode yang panjang, sehingga akan menghasilkan koefisien gempa natural struktur lebih kecil daripada nilai C_s minimum. Perbandingan antara nilai koefisien gempa dapat dilihat pada Gambar 5. Pada proyek Thamrin 9 Tower 1 ini digunakan desain dengan menggunakan nilai C_s rata-rata yang lebih kecil dari C_s minimum namun diatas C_s Aktual. C_s rata-rata didefinisikan sebagai nilai Koefisien Gempa rata-rata dari nilai C_s minimum dan C_s aktual struktur, seperti pada formula berikut.

$$C_{s_{rata}} = \left(\frac{C_{s_{minimum}} (= 0.044 S_{DS} I) + C_{s_{aktual}} \left(= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{*} \right)} \right)}{2} \right) > 1,2 C_{s, aktual}$$



Gambar 5 Perbandingan Nilai Koefisien Gempa (C_s) pada gedung Thamrin 9 Tower 1

Berdasarkan Gambar 5, terlihat jelas bahwa semakin fleksibel gedung, maka nilai S_a akan ditentukan oleh C_s minimum dimana hal ini akan berdampak kepada desain yang kurang efektif untuk gedung super tinggi dimana mempunyai periode natural (T) yang cenderung besar. Adapun hasil perbandingan nilai gaya geser tingkat untuk gedung Thamrin 9 Tower 1 dengan antara C_s minimum dan C_s rata-rata adalah sebagai berikut.



Gambar 6 Perbandingan gaya geser tingkat gedung Thamrin 9 Tower 1

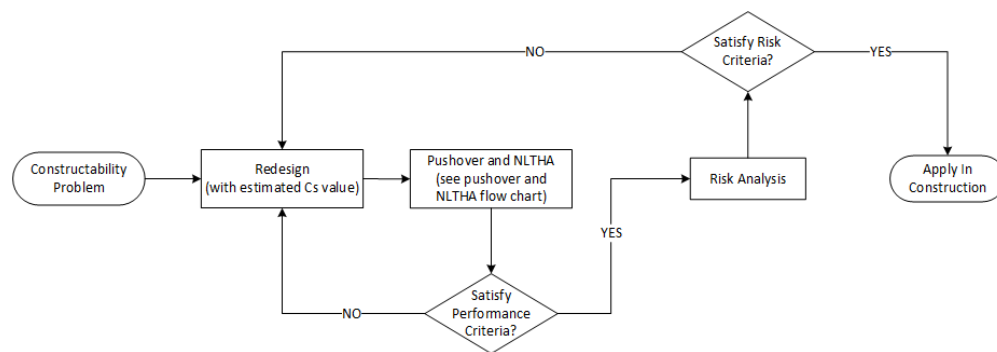
Terlihat pada Gambar 6 bahwa dengan menggunakan nilai C_s rata-rata didapatkan nilai gaya geser dibawah nilai gaya geser dengan C_s minimum sehingga memungkinkan untuk adanya optimasi desain struktur gedung super tinggi.

Oleh karena gedung Thamrin 9 Tower 1 menggunakan sistem struktur dan C_s desain yang belum pernah ada dalam aturan desain yang ada, maka dilakukan verifikasi dengan menggunakan

desain berbasis kinerja dan analisis resiko. Desain berbasis kinerja dilakukan dengan menggunakan analisis non-linear *pushover* dan *time history analysis* pada level gempa layan (Perioda Ulang 43 Tahun) dan maksimum (Perioda Ulang 2500 Tahun). Untuk memperkuat hasil desain berbasis kinerja, dilakukan juga analisa resiko untuk mengetahui besar probabilitas kegagalan struktur dengan umur bangunan 50 tahun. Adapun batas kinerja dari desain berbasis kinerja yang diijinkan untuk gedung Thamrin 9 Tower 1 adalah LS, sementara batas probabilitas gagal untuk Thamrin 9 Tower 1 adalah 1% dalam 50 Tahun. Analisis Resiko tidak dibahas dalam makalah ini.

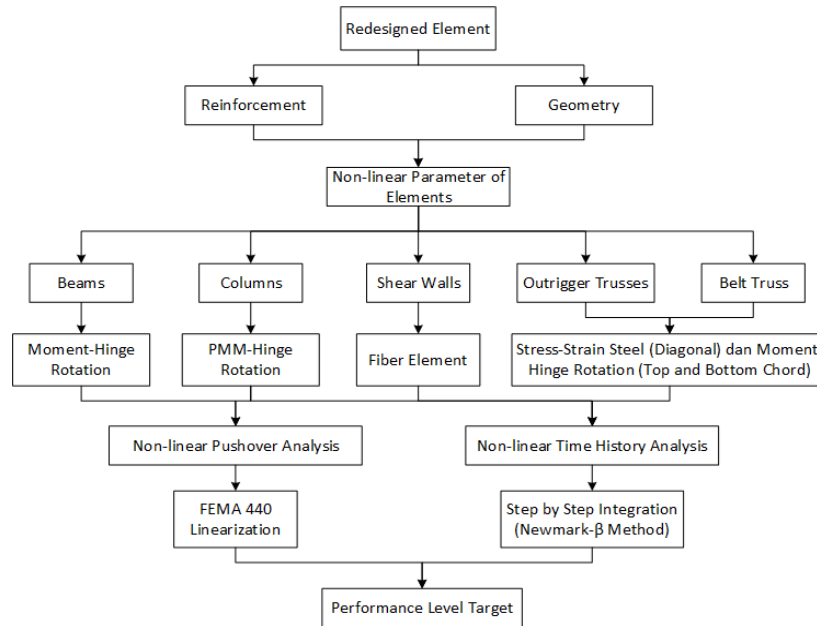
ALUR KERJA DESAIN BERBASIS KINERJA THAMRIN 9 TOWER 1

Alur kerja dalam pengerjaan desain berbasis kinerja pada proyek Thamrin 9 Tower 1 dapat dilihat pada Bagan 1 sebagai berikut.



Bagan 1 Alur kerja desain berbasis kinerja Thamrin 9 Tower 1

Dimana untuk alur kerja proses analisis nonlinear dapat dilihat pada Bagan 2 berikut.



Bagan 2 Alur kerja analisis nonlinear Thamrin 9 Tower 1

PERMODELAN NON LINEAR ELEMEN STRUKTUR

Secara garis besar, permodelan non-linear pada elemen struktur Thamrin 9 Tower 1 dikelompokkan sesuai tabel berikut.

Tabel 1 Rangkuman permodelan nonlinear elemen struktur

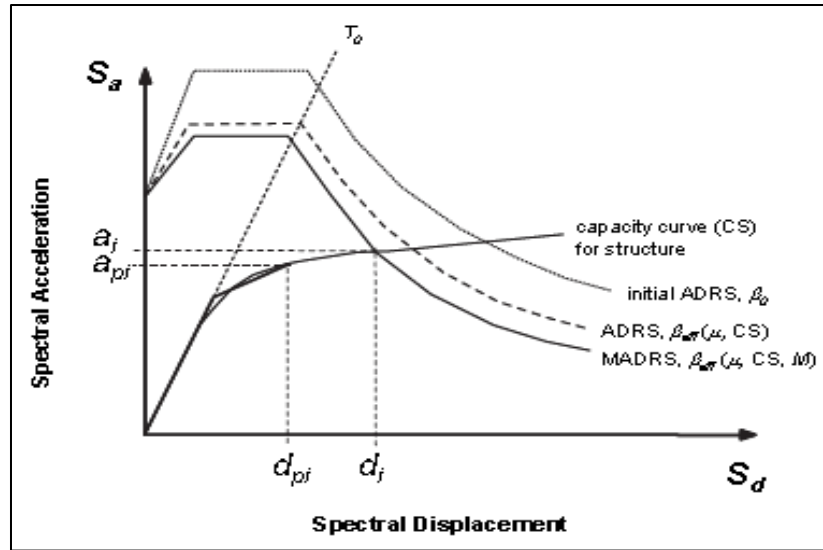
No.	Element	Perefered Modeling	Model Characteristic
1	Primary Beam	Line Element	Flexural hinge rotation
2	Secondary Beam	Line Element	Elastic
3	Column	Line Element	PMM hinge rotation
4	Shear Wall	Fiber Element	a. Stress-strain of concrete b. Stress-strain of steel c. Shear-stress strain of concrete
5	Link Beam	a. Fiber Element b. Bar Element (for beam diagonal reinforcement)	a. Stress-strain of concrete b. Stress-strain of steel c. Shear-stress strain of concrete
6	Belt Truss: a. Top and bottom chord b. Diagonal Brace	a. Line Element b. Bar element	a. Flexural hinge rotation b. Stress-strain of steel
7	Outrigger	Line Element	Flexural hinge rotation

Permodelan nonlinear balok dan kolom menggunakan hubungan momen-rotasi lentur pada elemen struktur yang diperoleh dengan melakukan integrasi kurvatur sepanjang L_p (panjang sendi plastis elemen), yang diambil sebesar $0.5 H$ penampang. Elemen dinding geser menggunakan analisis *fiber element* dimana analisis berdasarkan hubungan tegangan-regangan dari material penyusun elemen struktur. Elemen balok kopel dimodelkan dengan *fiber element* yang dimodifikasi dengan adanya tambahan *diagonal bar element* untuk merepresentasikan tulangan diagonal pada kondisi eksisting. Untuk elemen *outrigger & belt-truss* dimodelkan sesuai dengan kondisi sambungan pada setiap elemen. Untuk elemen *top & bottom chord* menggunakan sambungan kaku sehingga dapat menghasilkan momen rotasi, sedangkan untuk *diagonal brace* menggunakan sambungan sendi, sehingga hanya akan menghasilkan regangan aksial.

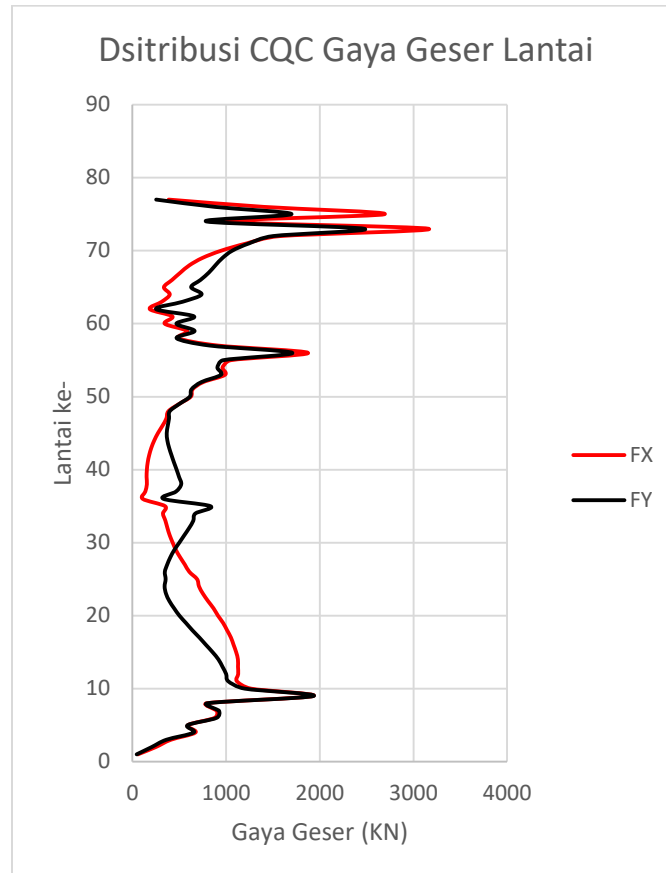
Pada sistem struktur Thamrin 9 Tower 1, plastifikasi elemen yang diharapkan hanya terjadi pada elemen balok induk, kolom, balok kopel, dan dinding geser. Sementara untuk elemen *outrigger & belt-truss* diharuskan berada dalam kondisi elastik selama gempa kuat. Penentuan level kinerja struktur Thamrin 9 Tower 1 diambil berdasarkan *local acceptance criteria* elemen struktur yang mengacu kepada ASCE 41-13. Penentuan batas kinerja elemen sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu *deformation controlled* dan *force controlled*. *Deformation controlled* digunakan untuk mengevaluasi rotasi lentur : balok induk; kolom; *top & bottom chord belt-truss & outrigger* dan regangan aksial : fiber baja tulangan dinding geser, fiber beton dinding geser, fiber baja tulangan diagonal balok kopel, fiber beton balok kopel, dan *diagonal brace* elemen *outrigger & belt-truss*. Sedangkan *force controlled* untuk mengevaluasi kapasitas geser dari dinding geser terhadap gaya geser maksimum saat analisis non-linear. Evaluasi *force controlled* pada dinding geser dilakukan untuk menjamin supaya kegagalan pada dinding geser ditentukan oleh kegagalan lentur (bersifat daktail) bukan kegagalan geser (bersifat getas).

NON LINEAR PUSH OVER ANALYSIS

Analisis nonlinear *pushover* pada Thamrin 9 Tower 1 melibatkan mode-mode tinggi, yang digabungkan dengan distribusi CQC (*Complete Quadratic Combination*), dimana paling tidak 90% massa struktur sudah ikut berpartisipasi. Ada 3 parameter utama dalam analisis nonlinear *pushover*, yaitu kurva kapasitas, spektra permintaan dan titik kinerja (*performance point*). Kurva kapasitas menunjukkan sifat dan perilaku kapasitas struktur dalam fase elastik dan juga inelastik ketika didorong dengan beban lateral hingga mencapai batas deformasi maksimum struktur. Spektra permintaan menunjukkan beban (dalam hal ini beban gempa) yang harus dipikul oleh struktur. Titik kinerja (*performance point*) menunjukkan apakah struktur eksisting mampu menahan beban gempa atau tidak. Pada *performance point* ini lah dapat ditentukan batas level kinerja struktur secara keseluruhan ketika menahan beban gempa. Metode yang digunakan untuk dalam proses iterasi *pushover* pada Thamrin 9 Tower 1 adalah FEMA 440 *Linearization* (Lihat Gambar 7).



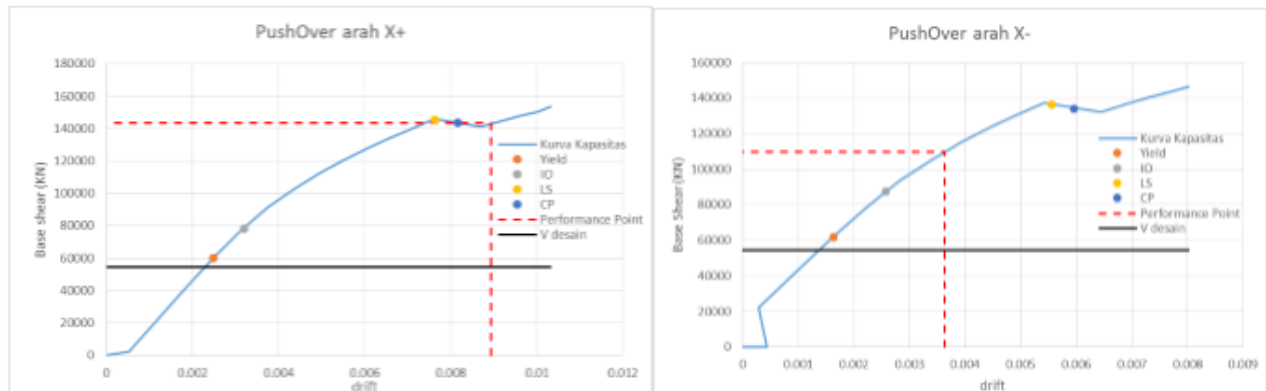
Gambar 7 Prosedur iterasi FEMA 440: Linearization (Sumber : FEMA 440)



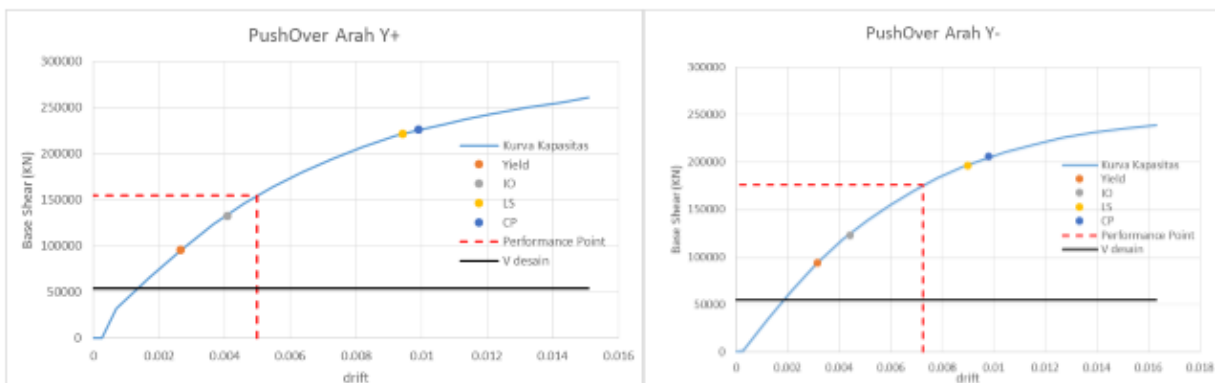
Gambar 8 Hasil distribusi CQC Gaya Geser Arah X dan arah Y

Gambar 8 merupakan besar gaya *Pushover* untuk arah X dan arah Y berdasarkan distribusi CQC semua *mode shape* (ragam getar) yang terlibat selama terjadi eksitasi gempa. Umumnya ragam getar diambil sampai mencapai sekitar 90% partisipasi massa (*modal mass participation*).

Berdasarkan evaluasi *pushover* yang dilakukan pada Thamrin 9 Tower 1, diperoleh hasil sebagai berikut.

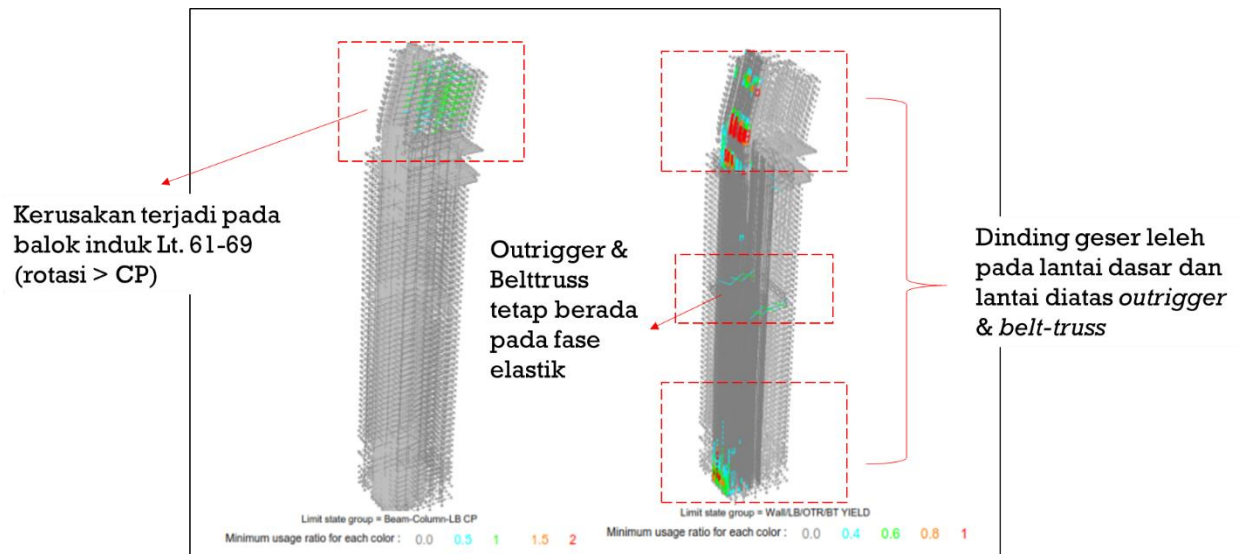


Gambar 9 Hasil evaluasi pushover pada arah X+ dan arah X-



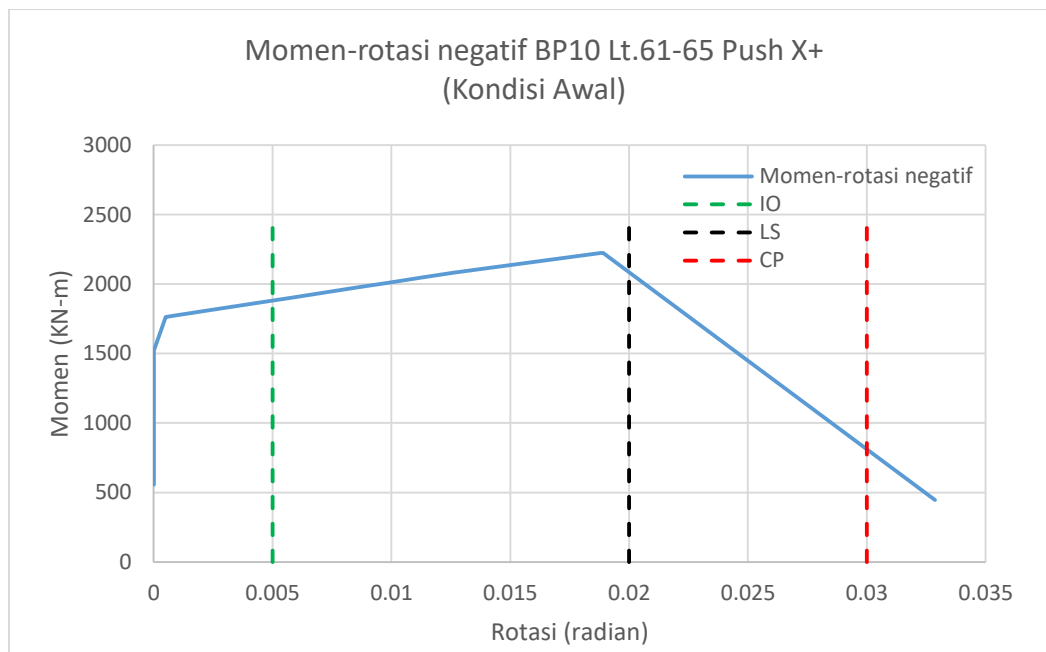
Gambar 10 Hasil evaluasi pushover pada arah Y+ dan arah Y-

Berdasarkan hasil evaluasi *pushover* Gambar 9 dan Gambar 10, diperoleh hasil bahwa level kinerja gedung Thamrin 9 Tower 1 adalah lebih dari level CP (*collapse prevention*) yang diakibatkan oleh pushover pada arah X+. Level kinerja CP ini dialami oleh elemen rotasi pada balok induk Lt.61-Lt.69 yang telah melewati batas rotasi CP (Gambar 10) berdasarkan ASCE 41-13. Hal ini mengindikasikan bahwa kemungkinan besar jumlah tulangan terpasang pada balok-balok Lt.61-Lt.69 kurang memadai dalam menahan *demand spectrum* untuk level T=2500 tahun (MCE). Adanya kegagalan pada Lt.61-69 ini disebabkan karena adanya pengurangan jumlah dinding geser yang cukup signifikan pada lantai-lantai atas karena akan difungsikan untuk area hotel. Berdasarkan hasil analisis ini, maka dilakukan iterasi penambahan jumlah tulangan pada balok –balok LT-61-Lt.69 sedemikian rupa sehingga memenuhi target kinerja dalam analisis *pushover* (IO to LS).

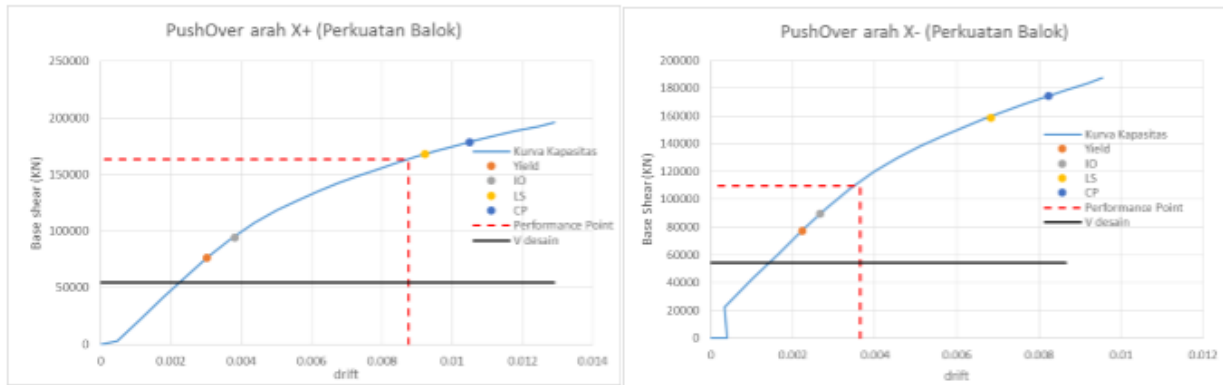


Gambar 11 Lokasi kerusakan balok induk pada Lt.61-69 akibat pushover arah X+

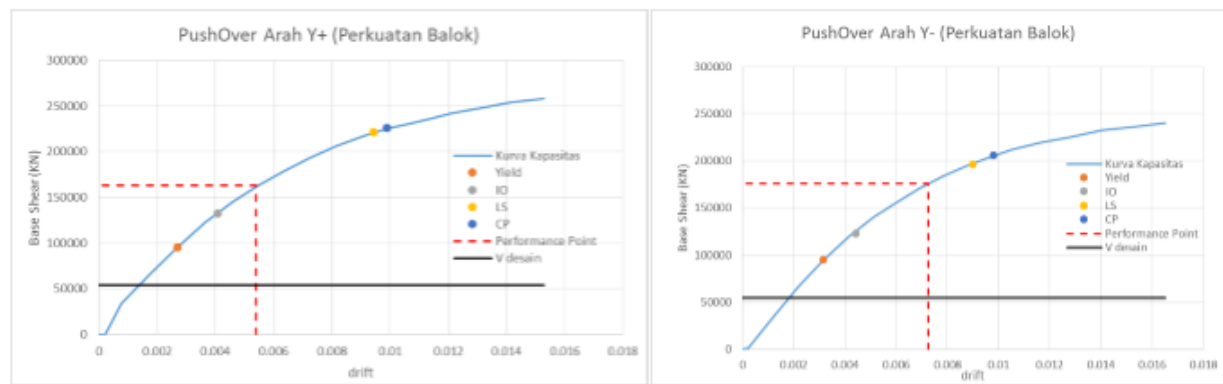
Dimana momen-rotasi yang terjadi pada salah satu balok induk gagal pada Lt.61-69 (Lihat Gambar 11), sedangkan sifat non-linier Momen vs Rotasi dapat dilihat pada Gambar 12 sebagai berikut.



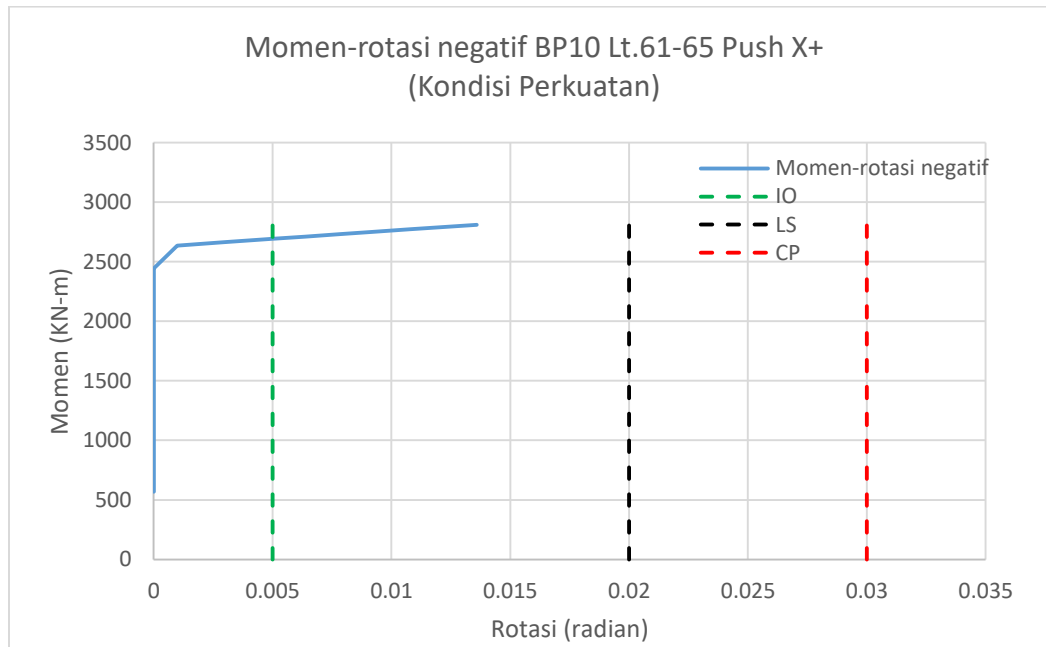
Gambar 12 Plot hubungan momen-rotasi balok induk BP10 Lt.61-65 akibat push X+ (kondisi awal)



Gambar 13 Hasil evaluasi pushover pada arah X+ dan arah X- setelah mengalami perkuatan



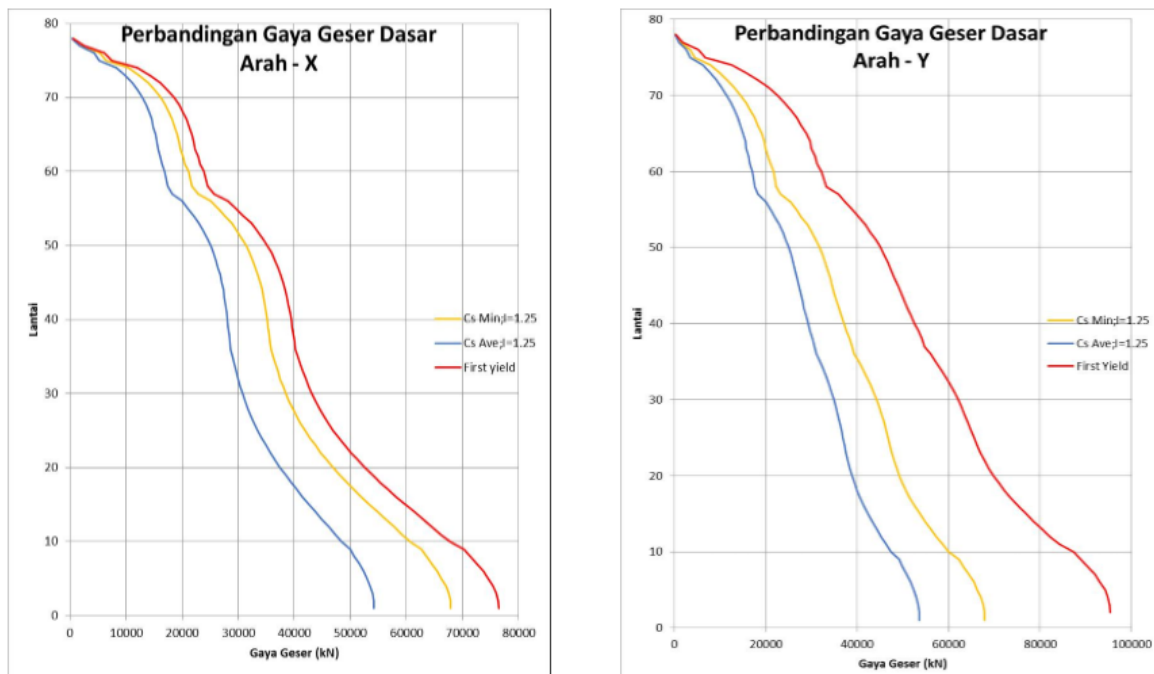
Gambar 14 Hasil evaluasi pushover pada arah Y+ dan arah Y- setelah mengalami perkuatan



Gambar 15 Plot hubungan momen-rotasi balok induk BP10 Lt.61-65 akibat push X+ (kondisi perkuatan)

Berdasarkan hasil evaluasi setelah balok diperkuat (Lihat Gambar 15), diperoleh bahwa level kinerja gedung secara keseluruhan berada pada level IO to LS dengan nilai spesifik 0.8 LS ($< LS$), yaitu akibat beban *push* arah X+ yang menentukan kinerja paling berat (lihat Gambar 13). Dengan demikian diperoleh kesimpulan bahwa penambahan tulangan sesuai rekomendasi pada tabel akan membuat level kinerja gedung Thamrin 9 tower 1 mencapai target yang diinginkan dan sesuai dengan peraturan, yaitu IO to LS pada level gempa T = 2500 tahun. Selain itu, juga didapat fakta bahwa nilai $V_{first\ yield}$ pada struktur masih berada diatas batas V desain ($C_s\ rata-rata * W$), yang mengindikasikan bahwa kapasitas elastik struktur yang terjadi lebih besar daripada gaya desain yang digunakan, sehingga ketika terjadi gempa sebesar gaya desain, struktur masih berada dalam fase elastic (lihat Gambar 13 dan 14).

Hal yang sama juga terjadi terhadap nilai V statik ($C_s\ min * W$), dimana nilai V saat *first yield* juga berada diatas V statik tersebut. Hal ini menunjukkan bahwa meskipun didesain dengan C_s rata-rata dan kebutuhan tulangan tereduksi, gaya yang membuat struktur leleh masih berada diatas gaya dengan C_s minimum. Dengan demikian dapat dikatakan bahwa dalam kasus *performance base design* Thamrin 9 Tower 1 tidak melanggar aturan ($C_s\ min$) dalam SNI 1726 : 2012. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada grafik perbandingan *story shear* antara V struktur, $V\ C_s$ rata-rata, dan $V\ C_s\ min$ pada Gambar 16.



Gambar 16 Perbandingan gaya geser C_s rata-rata, $C_s\ min$, dan *first yield* pada arah X dan Y

Selain level kinerja dari struktur, evaluasi *pushover* dapat juga digunakan untuk mendapatkan nilai parameter gempa (R , C_d , dan Ω_0) struktur. Berikut adalah rekapitulasi parameter gempa saat *performance point* yang dihasilkan struktur.

Tabel 2 Rekapitulasi parameter gempa Thamrin 9 Tower 1 saat performance point

Parameter	Arah X		Arah Y	
	Desain Awal	Desain Perkuatan	Desain Awal	Desain Perkuatan
R	5	3	5	2.4
Ω_0	2.5	2.1	2.5	1.9
C_d	5.5	2.9	5.5	2.3

Berdasarkan perhitungan parameter push-over dengan gempa $T=2500$ tahun pada struktur Thamrin 9 Tower 1 diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

- R aktual yang diperoleh pada arah X maupun arah Y mempunyai nilai yang lebih kecil daripada R desain (5) pada Thamrin 9 Tower 1. Hal ini berarti bahwa gedung Thamrin 9 Tower 1 berada dalam kondisi yang aman karena V yang membuat gedung mengalami *first yield* lebih tinggi daripada V desain awal ($0.85 \cdot C_s \cdot W_t$) yang diasumsikan mampu membuat gedung mengalami leleh.
- Ω_0 aktual yang diperoleh pada arah X maupun arah Y mempunyai nilai yang lebih kecil daripada Ω_0 desain (2.5), hal ini mengindikasikan bahwa gedung kita berada dalam kondisi aman, terutama dibagian pondasi karena tidak perlu adanya desain ulang karena nilai Ω_0 yang digunakan untuk desain pondasi (Ω_0) lebih besar daripada nilai Ω_0 dari struktur atas. Hal ini berarti pondasi akan tetap aman apabila struktur atas mengalami plastifikasi / kerusakan.
- C_d aktual yang diperoleh pada arah X maupun arah Y mempunyai nilai yang lebih kecil daripada C_d desain (5.5), hal ini mengindikasikan bahwa deformasi yang terjadi pada gedung kita masih memenuhi syarat ijin, dimana diperbolehkan terjadi deformasi sampai 5.5 kali deformasi *yield*. Selain itu, pengaruh daripada adanya pemasangan *outrigger & belt-truss* menyebabkan deformasi yang terjadi saat struktur menahan gempa maksimum ($T = 2500$ tahun) lebih kecil daripada batas ijin.

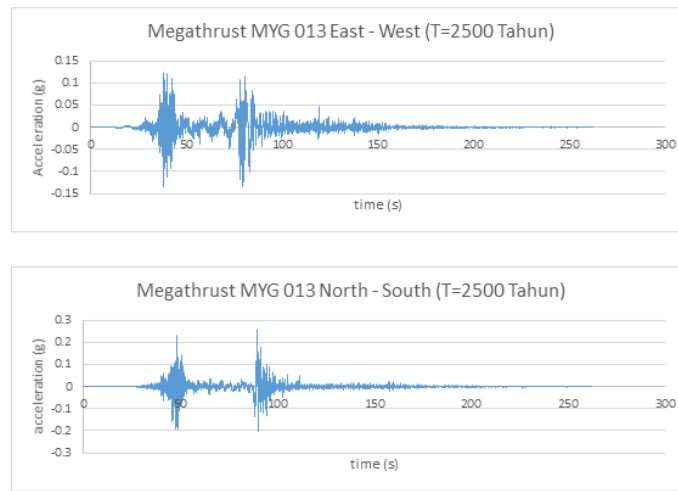
NON LINEAR TIME HISTORY ANALYSIS (NLTHA)

NLTHA pada Thamrin 9 Tower 1 dilakukan dengan menggunakan metode *newmark- β* dengan nilai konstanta $\beta = \frac{1}{4}$. NLTHA menggunakan 7 set *ground motion* yang dihasilkan oleh analisis Dr. Wayan Sengara (ITB) yang diskalakan terhadap *site specific response analysis* (SSRA) kota Jakarta sesuai FEMA P-1050. Analisis NLTHA pada gedung Thamrin 9 Tower 1 ini dilakukan pada level gempa layan ($T=43$ tahun) dan level gempa maksimum ($T=2500$ tahun). Target level kinerja Thamrin 9 Tower 1, akibat NLTHA gempa maksimum adalah IO to LS dan akibat NLTHA gempa layan adalah elastik. Selain itu nilai *drift* rata-rata 7 set gempa yang terjadi pada struktur selama terkesitasi gempa juga harus dibatasi seperti pada Tabel 3 sebagai berikut.

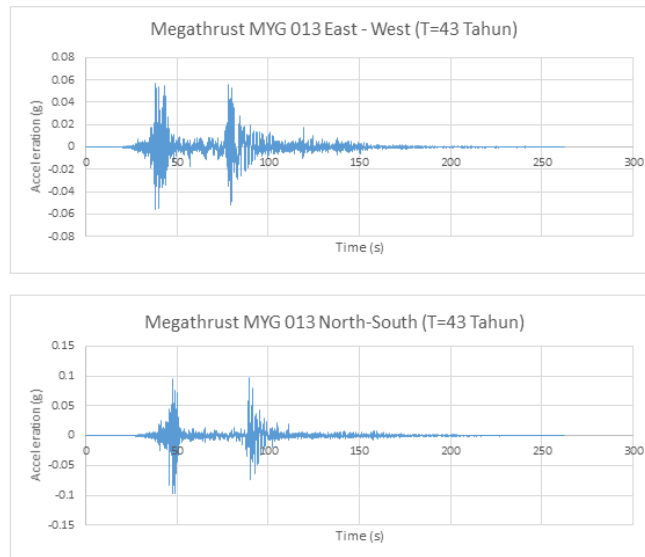
Tabel 3 Batasan drift struktur

Earthquake Level	Lateral drift Limit		Residual drift Limit	
	SNI	TBI	SNI	TBI
MCE _R	2%	3%	-	1%
ESL	-	0.5%	-	-

Dalam analisis NLTHA, struktur gedung Thamrin 9 Tower 1 dieksitasi dengan 7 set *ground motion* untuk periode ulang (T) 2500 tahun dan 43 tahun, dimana setiap set terdiri dari 1 pasang gempa untuk arah X dan untuk arah Y. Salah satu contoh beban riwayat gempa yang digunakan pada gedung Thamrin 9 Tower 1 dapat dilihat pada Gambar 17 dan Gambar 18.

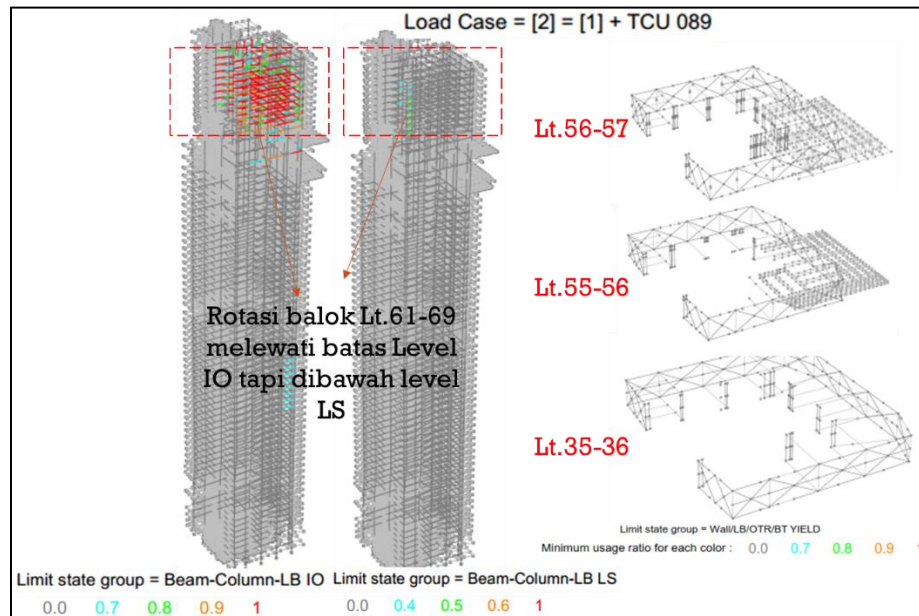


Gambar 17 Sepasang beban riwayat waktu Megathrust MYG-013 T=2500 tahun (Courtesy : Wayan S.)

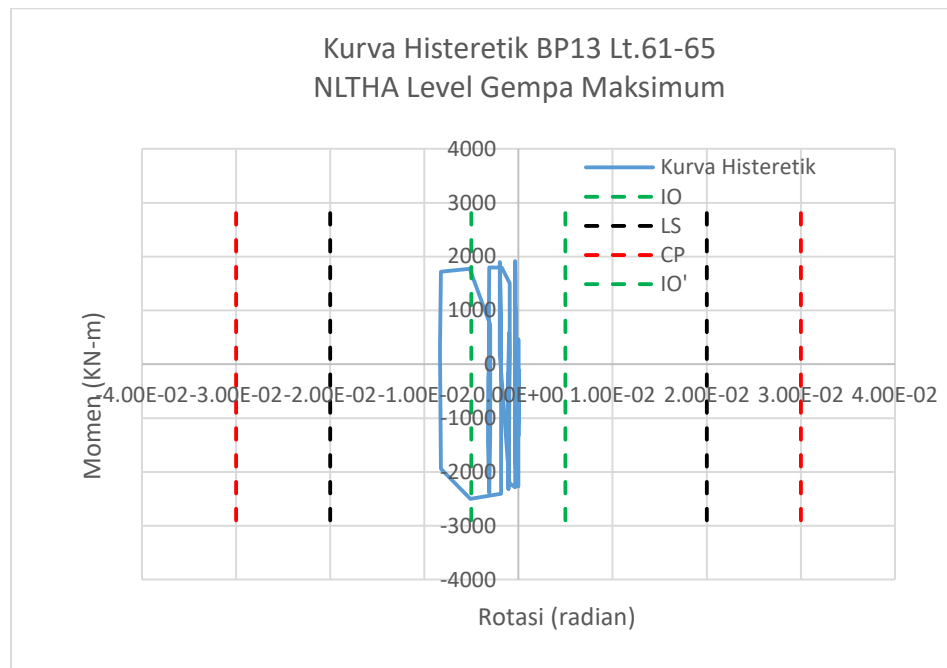


Gambar 18 Sepasang beban riwayat waktu Megathrust MYG-013 T=43 tahun (Courtesy : Wayan S.)

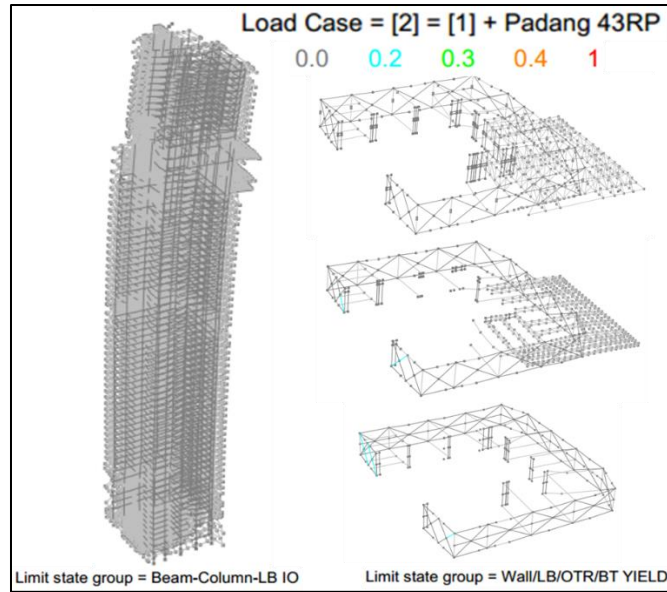
Secara garis besar, hasil evaluasi NLTHA Thamrin 9 Tower 1 menunjukkan pada level gempa maksimum diperoleh level kerusakan struktur berada pada level IO to LS (0.6 LS), sebagai perbandingan analisis push-over menghasilkan 0,8 LS. Kerusakan ditentukan oleh elemen balok induk Lt. 61-69 (konsisten dengan hasil *pushover*). Sementara pada level gempa layan, level kerusakan struktur berada dalam level elastik. Selain itu batas *lateral drift* dan *residual drift* yang dibatasi oleh TBI juga dipenuhi oleh struktur gedung Thamrin 9 Tower 1.



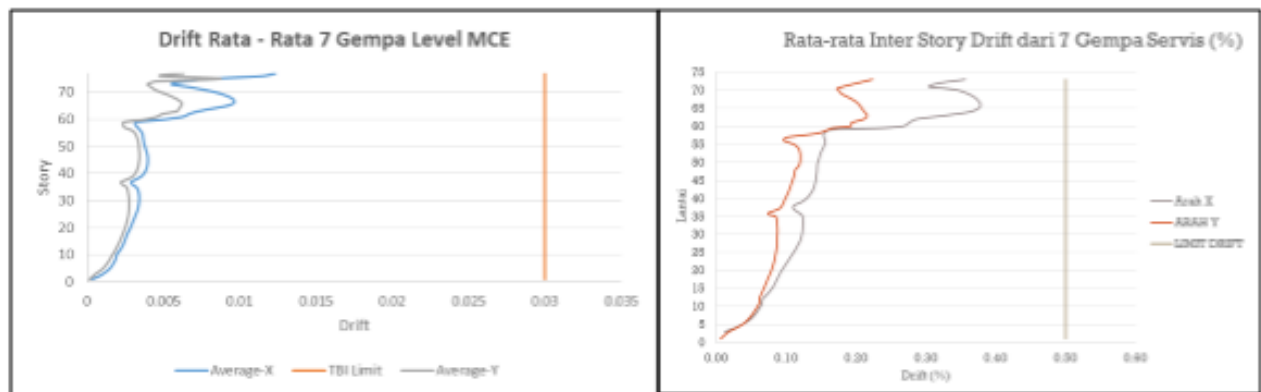
Gambar 19 Lokasi kerusakan balok induk pada Lt.61-69 akibat NLTHA $T=2500$ tahun Gempa TCU-089



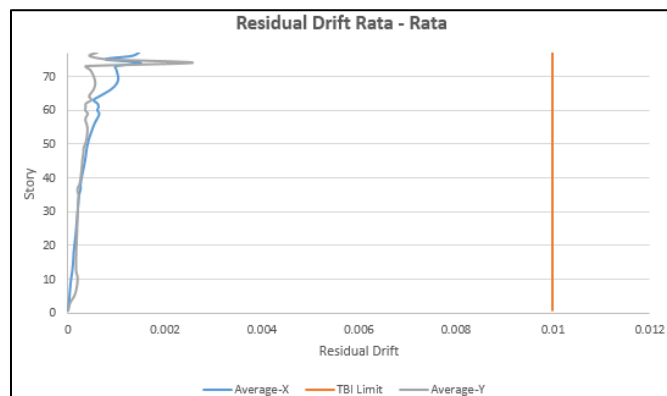
Gambar 20 Plot hubungan momen-rotasi balok induk BP13 Lt.61-65 akibat NLTHA gempa maksimum



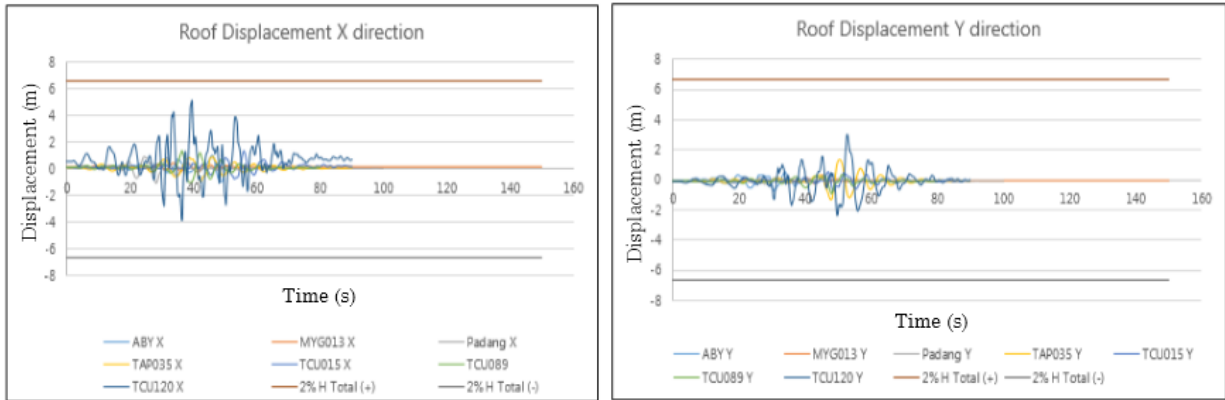
Gambar 21 Plot kondisi gedung saat dieksitasi dengan beban NLTHA gempa layan (kondisi elastik)



Gambar 22 Drift rata-rata 7 set gempa maksimum dan drift rata-rata 7 set gempa layan



Gambar 23 Residual drift rata-rata 7 set gempa maksimum

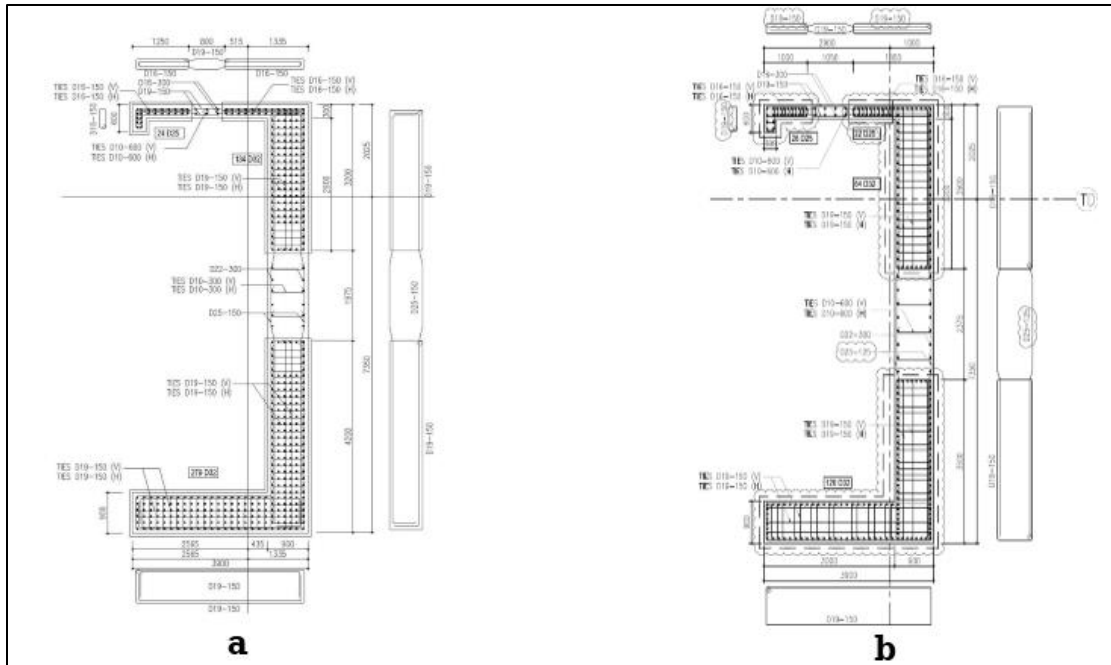


Gambar 24 Perpindahan atap gedung akibat eksitasi gempa maksimum

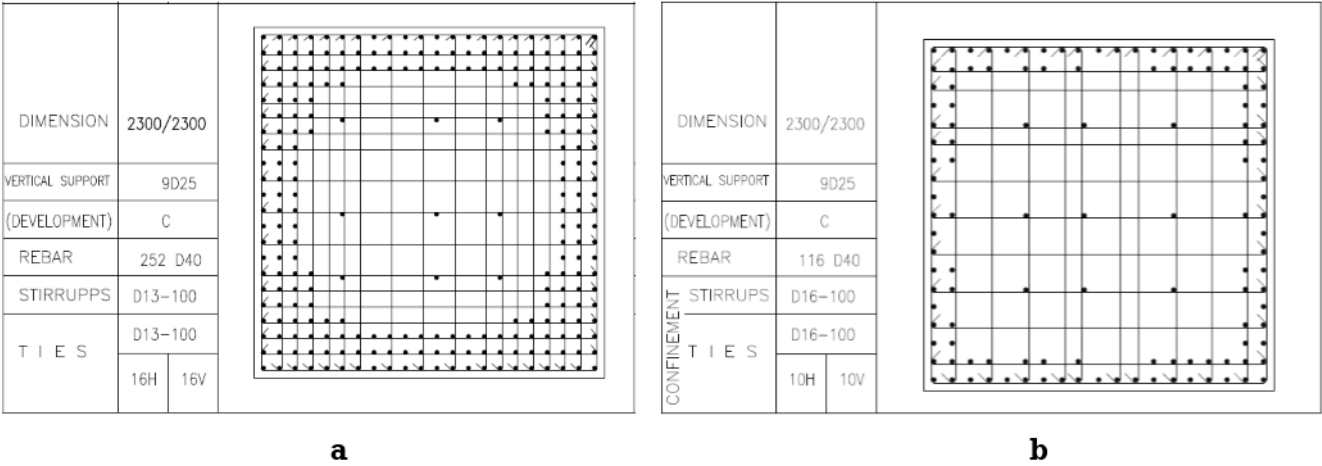
Berdasarkan Gambar 22 s.d Gambar 24 didapatkan hasil bahwa respons gedung Thamrin 9 Tower1 akibat beban riwayat gempa masih memenuhi persyaratan untuk gedung tinggi. Dari nilai *drift* (Gambar 22), *drift* maksimum yang terjadi pada gedung akibat gempa T=2500 Tahun adalah 1.25% dan *drift* maksimum akibat gempa T=43 Tahun adalah 0.35% dimana keduanya memenuhi persyaratan TBI (3%). Selain nilai *drift*, pada TBI juga mengatur persyaratan *residual drift* rata-rata sebesar 1% untuk menjamin tidak adanya deformasi yang berlebihan setelah percepatan gempa selesai. Dalam hal ini, *residual drift* rata-rata maksimum yang dihasilkan oleh struktur gedung Thamrin 9 Tower 1 adalah 0.3%.

OPTIMASI DESAIN KEBUTUHAN TULANGAN

Dengan menggunakan nilai C_s rata-rata untuk analisis PBD (*performance base design*), gaya gempa yang digunakan menjadi mengecil dan berdampak pada berkurangnya kebutuhan tulangan khususnya pada elemen vertikal. Perbandingan detailing tulangan akibat desain PBD dapat dilihat pada Gambar 25 dan Gambar 26.



Gambar 25 (a) Tulangan shearwall W6 Lt GF-6 (desain awal non PBD); (b) Tulangan shearwall W6 Lt.GF-6 (desain PBD)



Gambar 26 (a) Tulangan kolom 1A Lt GF-2 (desain awal non PBD); (b) Tulangan kolom 1A Lt.GF-2 (desain PBD)

Berdasarkan Gambar 25 dan Gambar 26, terbukti bahwa dengan menggunakan desain *performance based design* dan didukung dengan hasil analisis non-linear yang bagus diperoleh kebutuhan tulangan yang jauh lebih kecil, contoh : ρ tulangan kolom desain awal (6%) berkurang menjadi ρ tulangan kolom desain PBD (2.7%). Hal ini tentunya akan berdampak pada mudahnya konstruksi di lapangan dan akan menghilangkan resiko jatuhnya mutu beton akibat adanya agregat yang tidak bisa masuk ke dalam inti beton.

KESIMPULAN

Berdasarkan hasil evaluasi desain berbasis kinerja gedung Thamrin 9 Tower 1, dapat diambil kesimpulan sebagai berikut.

- Penggunaan nilai C_s rata-rata adalah yang pertama kali dilakukan untuk konsep desain gedung tinggi di Indonesia
- Berdasarkan hasil *pushover analysis* diperlukan perkuatan pada balok induk Lantai 61-69 sedemikian rupa sehingga diperoleh level kinerja gedung adalah 80% LS (IO to LS)
- Berdasarkan hasil NLTHA 7 set gempa, diketahui bahwa level kinerja gedung pada level gempa maksimum adalah 60% LS (IO to LS) dan pada level gempa layan adalah elastik
- Berdasarkan kedua hasil analisis non-linear, diperoleh kondisi kelelahan terjadi pada elemen balok induk (Lt. 61-69) dan elemen dinding geser (dasar gedung dan diatas lantai *outrigger*), sementara untuk elemen *outrigger & belt-truss* tetap berperilaku elastik
- Berdasarkan hasil *risk analysis*, diperoleh bahwa probabilitas gagal Thamrin 9 Tower 1 adalah 0.89% dalam 50 tahun. Dimana peraturan yang ada mensyaratkan batas maksimum probabilitas gagal struktur adalah 1% dalam 50 tahun
- Berdasarkan semua evaluasi yang dilakukan pada Thamrin 9 Tower 1, menyatakan bahwa gedung Thamrin 9 Tower 1 dengan sistem *outrigger & belt-truss* dan dengan desain C_s rata-rata masih memenuhi target kinerja dan resiko sehingga layak untuk dikonstruksi
- Konsep desain berbasis kinerja dan modifikasi nilai C_s (koefisien gempa), dapat dijadikan salah satu alternatif dalam desain gedung tinggi supaya diperoleh desain yang optimal dan *feasible* dalam proses konstruksi

DAFTAR PUSTAKA

PEER TBI. (2010) “*Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings*”, *Pacific Earthquake Engineering Research Center Tall Building Initiative*, Berkeley, CA

ASCE 7. (2010) “*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*”, *American Society of Civil Engineers*, Reston, VA.

ASCE 41. (2013) “*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*”, *American Society of Civil Engineers*, Reston, VA.

FEMA 440. (2005) “*Improvement of Non-linear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA-440)*”, *Applied Technology Council*, Redwood City, CA.

SNI 1726:2012, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012), Badan Standarisasi Nasional, Indonesia

SNI 1727:2013, Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2013), Badan Standarisasi Nasional, Indonesia

SNI 2847:2013, Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013), Badan Standarisasi Nasional, Indonesia