

PEMODELAN GETARAN GEMPA DAN STRUKTUR BETON UNTUK ANALISA TIDAK LINEAR

Ade Faisal

Staf Pengajar Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU),
Jl. Mukhtar Basri No.3 Medan 20238, Telp 061-66245674, email: adefaisal@yahoo.com

ABSTRAK

Evaluasi struktur gedung lama menjadi hal yang penting saat ini. Hal ini diakibatkan oleh peningkatan bahaya gempa yang ditunjukkan oleh perubahan peta zona gempa dan peraturan gempa di Indonesia. Untuk evaluasi struktur gedung penggunaan analisa tidak linear semakin sering dilakukan. Analisa tidak linear ini juga sudah mulai dipakai untuk disain, bila perencanaannya berbasis simpangan dan kinerja struktur. Untuk itu memahami cara untuk melakukan analisa tidak linear secara baik adalah sangat perlu. Mulai dari pemodelan getaran gempa sampai dengan pemodelan struktur gedung. Tulisan ini mengulas secara ringkas bagaimana membuat analisa tidak linear untuk struktur beton yang dimulai dengan pemodelan getaran gempa dari perspektif seismologi sampai dengan pemodelan struktur beton secara tidak linear tidak elastis.

Kata kunci: getaran gempa, pemodelan struktur, analisa tidak linear

1. Pendahuluan

Mengenal sifat unik getaran gempa dan perilaku getaran gedung akibat getaran gempa adalah sangat penting dalam struktur bangunan tahan gempa, karena respon bangunan gedung yang bergetar akibat gempa sangat dipengaruhi oleh sifat-sifat getaran yang menerpanya dan properti struktur bangunan itu sendiri. Respon getaran sebuah bangunan dengan bangunan lain yang sama jenis tidak akan pernah sama, walaupun bangunan tersebut memiliki geometri, kekakuan dan kekuatan yang sama. Hal ini disebabkan oleh getaran gempa, yang masuk melalui pondasi yang dimiliki oleh kedua bangunan, tidak pernah identik sama. Penyebabnya adalah lapisan tanah yang dilewati oleh getaran gempa memiliki properti yang bervariasi. Kondisi ini menunjukkan kepada kita bahwa sangat banyak sekali variabel yang terlibat dalam mempengaruhi respon bangunan akibat gempa, termasuk ketidakpastian (*uncertainty*) dari gerakan tanah itu sendiri. Kompleksitas ini menyebabkan kita mengalami kesulitan yang besar dalam memodelkan perilaku bangunan yang sebenarnya ketika digoyang gempa.

Perkembangan teori pemodelan struktur yang dibarengi dengan perkembangan teknologi komputer pada saat sekarang ini membuat kompleksitas masalah di atas dapat dikurangi banyak. Getaran dan respon bangunan gedung sudah dapat dimodelkan dengan lebih baik walaupun tidak sempurna dan menyeluruh, baik secara linear elastis maupun tidak linear tidak elastis. Tulisan ini dibuat untuk mengulas secara ringkas perkembangan teknologi di bidang rekayasa kegempaan khususnya mengenai pemodelan getaran gempa dan pemodelan tidak linear tidak elastis struktur rangka gedung beton bertulang. Pada makalah ini banyak dokumen yang menjadi sumber rujukan terpaksa tidak disebutkan karena keterbatasan ruang penulisan. Beberapa dokumen juga hanya disebutkan nama panggilannya saja yang dengannya para pembaca akan dengan mudah mendapatkannya di internet.

2. Getaran Gempa

Runtuhnya bagian antar muka pada sesar aktif, baik itu pada sesar mendatar (*strike-slip fault*), sesar normal (*normal fault*) maupun sesar terbalik (*reverse fault*), adalah merupakan sumber gempa. Luas dan volume bagian yang runtuh tersebut akan mempengaruhi besarnya energi yang dilepaskan ke segala arah dari dalam kerak bumi sampai ke permukaan bumi dalam bentuk gelombang getaran. Rekaman getaran gempa tidak mudah untuk diperoleh di Indonesia dan juga di banyak negara berkembang di berbagai belahan dunia yang terletak di kawasan rawan gempa. Sehingga model getaran gempa diperlukan untuk mewakili getaran gempa yang terjadi di lokasi. Getaran seperti ini disebut dengan gerakan tanah artifisial dan simulasi. Pada makalah ini semua getaran gempa yang tidak asli berasal dari patahan yang ditinjau disebut dengan model getaran gempa sedangkan proses membuatnya disebut dengan pemodelan getaran gempa.

Pemodelan getaran gempa terdiri dari: a) mengadopsi rekaman getaran gempa dari kawasan lain dan menskalakannya ke spektrum rencana gempa, b) mensimulasi getaran gempa dan menskalakannya ke spektrum rencana gempa. Pemodelan getaran gempa berdasarkan rekaman getaran gempa dari kawasan lain sangat lazim

dipakai di dalam praktek karena lebih mudah dan praktis di dalam pelaksanaannya. Pada Tabel 1 ditunjukkan daftar institusi di berbagai negara seperti USA, Jepang, Taiwan, Eropa, Mexico, Turki dan Swiss yang menyediakan rekaman gempa dalam bentuk rekaman gerakan tanah (*strong ground motion*) untuk umum secara gratis melalui internet.

Tabel 1: Daftar institusi penyedia rekaman gempa di berbagai negara (Bozorgnia dan Bertero, 2004)

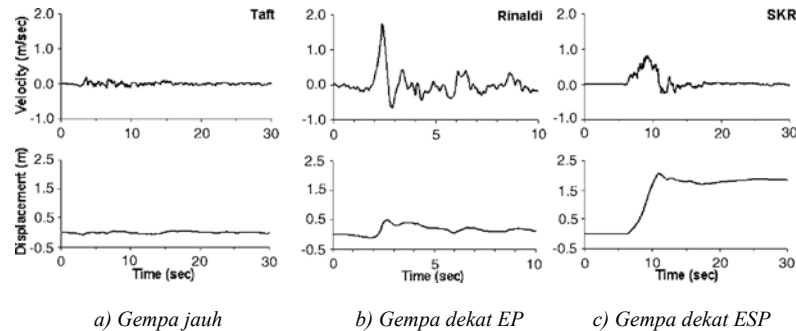
California Strong Motion Instrumentation Program (CSMIP)	http://www.consrv.ca.gov/cgs/smip/
California Integrated Seismic Network (CISN)	http://docinet3.consrv.ca.gov/csmip/cisn-edc/default.htm
U.S. Geological Survey (USGS)	http://nsmf.wr.usgs.gov/
U.S. Geological Survey (USGS)	CD ROM of digitized strong-motion accelerograms of North and Central American Earthquakes, 1933–1986 (Seekins et al., 1992; http://nsmf.wr.usgs.gov/cdrom.html)
Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems (COSMOS)	http://db.cosmos-eq.org/
'TriNet', and 'ShakeMap'	http://www.trinet.org/ http://earthquake.usgs.gov/shakemap
University of Southern California (USC)	http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng/
US National Geophysical Data Center (NGDC/NOAA)	http://www.ngdc.noaa.gov/seg/hazard/strong.html
Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center	http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html
SAC steel project, strong-motion database	http://nisee.berkeley.edu/data/strong_motion/sacsteel/ground_motions.html
Caltech strong motion database (SMARTS)	Diskettes of selected records (http://www.eerl.caltech.edu/smarts/smarts.html)
Pacific Northwest Seismograph Network (PNSN)	http://www.geophys.washington.edu/SEIS/PNSN/SMO/
European Strong-Motion Database (ESD)	http://www.isesd.hi.is/ESD_Local/frameset.htm
Japan, Kyoshin Net (K-Net); National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED)	http://www.k-net.bosai.go.jp/
Japan, KiK-Net; National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention (NIED)	http://www.kik.bosai.go.jp/kik/index_en.shtml
Mexico, Guerrero Accelerograph Network	http://www.seismo.unr.edu/ftp/zeng/GUERRERO/guerrero.html
Switzerland, National Strong Motion Network	http://seispc2.ethz.ch/strong_motion/home.jsp
Taiwan, Central Weather Bureau (CWB)	http://www.cwb.gov.tw/V4e/index.htm For the 1999 Chi-Chi earthquake, a CD of strong motion records was also produced by Lee et al. (2001)
Turkey, General Directorate of Disaster Affairs	http://angora.deprem.gov.tr/indexen.htm

Rekaman yang harus dipilih adalah rekaman gerakan tanah yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi dan seismotektoniknya (magnituda gempa, jarak lokasi ke sumber gempa, jenis sesar aktif) dengan lokasi tempat struktur bangunan gedung yang ditinjau berada (SNI 03-1726-2003). Untuk mengurangi ketidak-pastian mengenai kondisi lokasi ini, SNI 1726-2002 telah mengatur bahwa paling sedikit harus ditinjau 4 buah rekaman getaran gempa (RSNI3 03-1726-201x menambahnya menjadi 5 buah rekaman getaran dari berbagai gempa) dari 4 gempa yang berbeda untuk analisa repon riwayat waktu. Salah satunya harus diambil dari Gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 15 Mei 1940 di California.

Metode pemilihan rekaman gempa lain adalah berdasarkan konsep probabilitas yang sudah mulai sering dipakai seperti yang diusulkan oleh Prof. Baker dari Universitas Stanford. Baker memperkenalkan cara memilih sekumpulan rekaman gempa yang dinamakan *conditional mean spectrum (CMS)*. Dalam *CMS*, pertama-tama nilai spektrum percepatan disain pada perioda alami struktur ditentukan. Kemudian rekaman dipilih dari *database* berdasarkan skenario magnituda dan jarak terdekat. Setelah mengubah semua rekaman ke bentuk spektrum respon (*Sa*) dan ke bentuk log *Sa*, nilai rata-rata dan standar deviasinya kemudian dihitung. Lalu nilai epsilon (*conditional mean*) ditentukan untuk semua perioda dan dikalikan terhadap koefisien korelasi. Kemudian *CMS* dapat ditentukan dengan menjumlahkan nilai rata-rata log *Sa* kepada hasil kali epsilon dengan standar deviasi logaritma *Sa*. Semua rujukan yang terkait dengan metode *CMS* dapat diunduh gratis di <http://www.stanford.edu/~bakerjw/publications>.

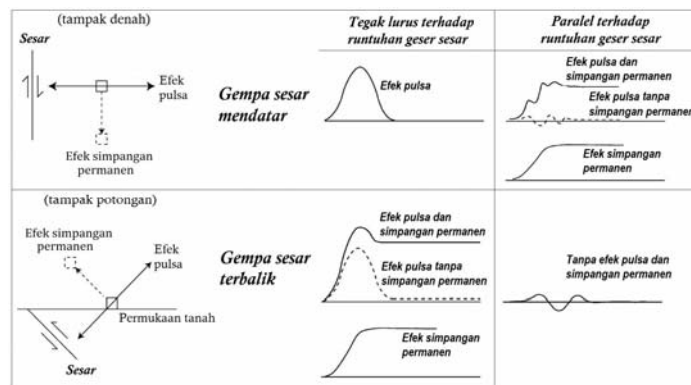
Umumnya rekaman gerakan tanah yang disediakan di dalam Tabel 1 terdiri dari rekaman gempa dekat (*near-field earthquake*) dan rekaman gempa jauh (*near-field earthquake*). Mengenal kedua jenis rekaman gempa ini akan lebih mudah melalui grafik riwayat waktu kecepatan dan simpangan, bukan jarak kilometer dari sumber gempa ke lokasi yang ditinjau. Kedua jenis gempa ini diilustrasikan melalui rekaman gerakan tanah kecepatan

dan simpangan gempa Kern 1952 (stasiun Taft), gempa Northridge 1994 (stasiun Rinaldi) dan gempa Kocaeli 1999 (stasiun SKR) yang terdapat pada Gambar 1. Getaran gempa dekat jelas sekali mengandung efek pulsa (*pulse effect*) yang cukup besar pada riwayat waktu kecepatannya (Gambar 1b dan 1c), sebuah efek yang tidak dimiliki oleh rekaman gempa jauh (Gambar 1a). Sedangkan dua rekaman gempa dekat dapat memiliki memiliki efek pulsa yang tidak sama (Gambar 1b dan 1c), dimana yang satu (Gambar 1c) mengandung efek simpangan permanen (*fling-step*) sedangkan yang lainnya tidak (Gambar 1b). Ketiga jenis rekaman gempa ini bila dipakai akan memberikan hasil respon bangunan gedung yang sangat berbeda.



Gambar 1: Perbandingan rekaman gempa jauh dan dekat (Kalkan dan Kunnath, 2006)

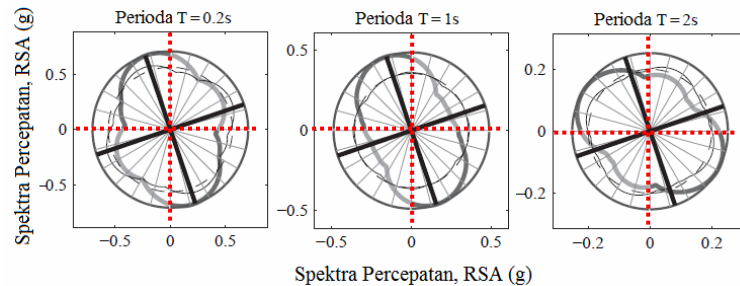
Terjadinya masalah di atas erat kaitannya dengan jenis sesar dan jarak gempa. Stewart dkk. (2002) menjelaskan bahwa rekaman gempa dekat yang berasal dari sesar terbalik dan sesar mendatar dapat mengandung efek pulsa (EP) atau efek simpangan permanen (ESP) atau bahkan keduanya. Ilustrasi mengenai hal ini dapat dilihat pada Gambar 2. Sedangkan sesar normal umumnya tidak mampu memberikan rekaman yang mengandung kedua efek ini. EP pada rekaman riwayat waktu kecepatan dapat terjadi bila lokasi yang ditinjau terletak dekat dengan runtuhnya sesar, arah runtuhnya geser pada sesar menuju ke lokasi yang ditinjau (*forward directivity*), dan bila arah rayapan getaran ke lokasi yang ditinjau adalah tegak lurus terhadap arah runtuhnya geser sesar. Ini dapat terjadi pada sesar mendatar maupun sesar terbalik. Sedangkan ESP akan terjadi pada rekaman riwayat waktu simpangan bila lokasi yang ditinjau terletak dekat dengan runtuhnya geser sesar dan bila arah rayapan getaran ke lokasi yang ditinjau adalah tegak lurus terhadap arah runtuhnya geser sesar terbalik. ESP juga terjadi bila lokasi yang ditinjau terletak pada arah yang paralel terhadap arah runtuhnya geser sesar mendatar. Kondisi ini juga menunjukkan bahwa tidak semua rekaman gempa dekat memiliki EP dan ESP.



Gambar 2: Ilustrasi EP dan ESP berdasarkan jenis sesar dan arah lokasi bangunan

ASCE 7-10 mensyaratkan bagi lokasi bangunan yang terletak 5 km di sekitar sesar aktif, setiap pasang rekaman getaran gempa horizontal yang dipilih haruslah dirotasikan ke arah tegak lurus dan arah sejajar garis sesar. Hal ini dibuat untuk mengakomodir pengaruh gempa dekat (*near-field earthquake*). Gambar 3 adalah ilustrasi dalam bentuk spectra percepatan (RSA) yang dibuat untuk mengetahui perbedaan yang terjadi pada rekaman gerakan tanah setelah dirotasikan ke arah tegak lurus dan arah sejajar garis sesar. Pada gambar ini pasangan komponen horizontal rekaman gerakan tanah memiliki orientasi sudut sekitar $18,8^\circ$ dari garis runtuhnya sesar. Garis hitam tebal adalah arah sudut rekaman gerakan tanah original terhadap arah tegak lurus sesar (titik-titik merah horizontal) dan arah sejajar sesar (titik-titik merah vertikal). Nilai spektra percepatan (RSA) rekaman gerakan tanah diwakili oleh garis abu-abu gelap dan terang dengan nilai RSA maksimum sama dengan garis lingkaran terluar. Tampak dengan jelas pada perioda yang tinggi nilai RSA membesar pada garis titik-titik merah

horizontal (arah tegak lurus sesar). Uraian teori lengkap dan aplikasi tentang hal ini dapat ditemukan pada Beyer dan Bommer (2007). Namun demikian ditinjau dari respon gedung yang dihasilkan melalui analisa riwayat waktu tidak linear, penggunaan rekaman gerakan tanah yang telah dirotasikan tidak dapat memberikan jaminan akan diperolehnya nilai respon yang maksimum, seperti yang dijelaskan di dalam Kalkan dan Kwong (2013). Studi ini juga menjelaskan bahwa adalah tidak mungkin mengetahui ke arah sudut mana rotasi perlu dibuat untuk mendapatkan nilai respon yang maksimal.



Gambar 3: Sepasang spektra percepatan horizontal saling tegak lurus sebagai fungsi sudut yang dirotasikan untuk 3 jenis perioda (Beyer dan Bommer, 2007)

Respon struktur terhadap berbagai jenis rekaman gempa ini juga akan berbeda secara signifikan. Respon struktur bertingkat banyak akan mengalami deformasi yang lebih besar bila terkena getaran gempa dekat dibanding bila struktur tersebut mengalami getaran gempa jauh. Struktur bertingkat banyak yang terkena getaran gempa dekat EP akan memberikan respon yang cenderung besar pada kondisi ragam getar yang tinggi (*higher mode effect*). Ini berbeda bila struktur tersebut terkena getaran gempa dekat ESP dimana struktur akan cenderung memberikan respon yang besar pada kondisi ragam getar alami (Kalkan dan Kunnath, 2006). Berdasarkan hal ini maka rekaman gempa harus dipilih secara hati-hati untuk analisa riwayat waktu.

Menurut SNI 03-1726-2003 dan RSNI3 03-1726-201x bila rekaman gerakan tanah di sekitar lokasi tidak dapat diperoleh maka gerakan tanah hasil simulasi dapat dipakai sebagai getaran masukan untuk analisa respon riwayat waktu. Gerakan tanah ini berdasarkan simulasi numerik yang umumnya merupakan hasil analisa gelombang gempa berbasis parameter-parameter seismologi, seperti kecepatan gelombang geser pada batuan, sifat perlambatan gelombang sebuah material (*anelastic attenuation*), jarak gempa, magnituda momen, luas runtuh pada sesar, tegangan yang dilepas (*stress drop*) dan lain-lain. Menurut Boore (2003) getaran gerakan tanah simulasi dapat dimodelkan secara stokastik yaitu getaran diperlakukan sebagai sinyal Gauss acak (*white noise*) mengikuti spektrum sumber gempa model Brune yang dipengaruhi oleh parameter *stress drop*. Spektrum getaran total ini $Y(M_0, R, f)$ pada lokasi yang ditinjau dapat ditentukan melalui Persamaan (1).

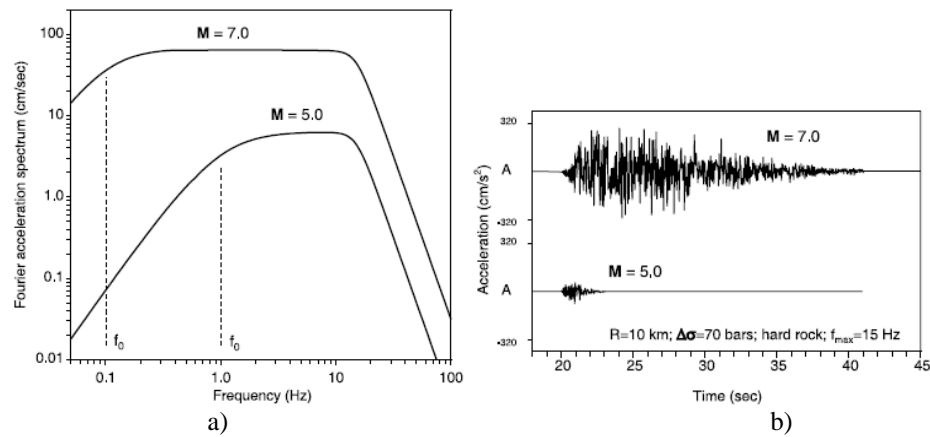
$$Y(M_0, R, f) = E(M_0, f)P(R, f)G(f)I(f) \quad (1)$$

dimana fungsi spektrum getaran total merupakan fungsi dari momen seismik M_0 , jarak sumber gempa R , dan frekwensi spektrum sumber gempa f . Sedangkan M_0 sendiri merupakan fungsi dari magnituda momen M_W . Fungsi spektrum getaran total merupakan hasil kontribusi dari fungsi sumber gempa $E(M_0, f)$, jejak getaran $P(R, f)$, kondisi lokasi yang ditinjau $G(f)$ dan jenis getaran yang ditinjau $I(f)$. Fungsi sumber gempa $E(M_0, f)$ adalah bagian yang sangat penting karena ianya menjelaskan bentuk dan amplituda spektrum sumber gempa yang ditentukan berdasarkan besaran gempa. Gambar 4a menunjukkan spektrum Fourier gerakan tanah berdasarkan model standar seismologi yang kemudian digunakan untuk menghasilkan gerakan tanah dalam bentuk percepatan berdasarkan metode stokastik (Gambar 4b).

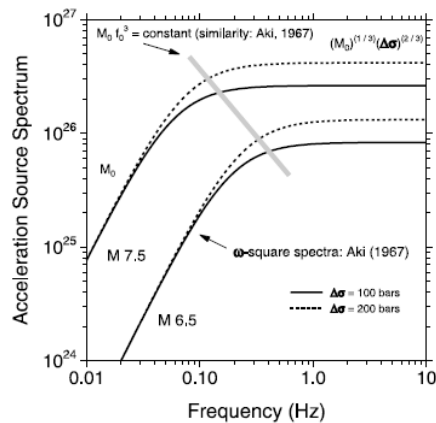
Menurut Boore (2003) banyak model yang telah diusulkan untuk fungsi spektrum sumber gempa, namun demikian model ω -square adalah model spektrum sumber gempa yang paling banyak dipakai. Gambar 5 menunjukkan perbandingan spektrum-spektrum sumber gempa memakai model ω -square untuk gempa dengan M_W 6,5 dan 7,5 dan *stress drop* $\Delta\sigma$ sebesar 100 dan 200 bar. Dari gambar jelas terlihat bahwa garis yang dibentuk oleh $M_0 f_0^3$ adalah konstan. Variabel penting dalam fungsi ini, selain M_0 , adalah frekwensi sudut f_0 , yang menjadi faktor skala bagi perubahan besaran magnituda gempa. Artinya semakin besar magnituda gempa maka semakin rendah frekwensi spektrum getarannya. Frekwensi sudut ini dapat ditentukan dengan formula Brune:

$$f_0 = 4,9 \times 10^6 \beta_s \sqrt[3]{\Delta\sigma / M_0} \quad (2)$$

dimana β_s adalah kecepatan gelombang geser lapisan batuan di sekitar sumber gempa. Teori lengkap tentang metode stokastik di atas dapat diperoleh di dalam Boore (2003) dan telah dituangkan ke dalam program SMSIM. Program ini secara gratis dapat diperoleh melalui (http://www.daveboore.com/software_online.html).



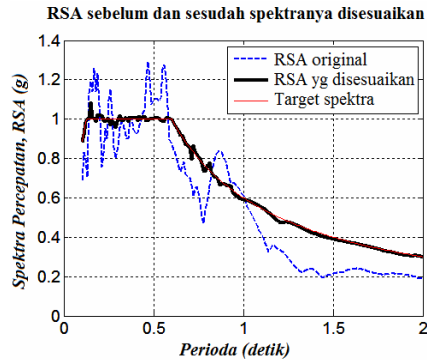
Gambar 4: a) Spektrum Fourier gerakan tanah untuk M_W 5,0 dan 7,0 berjarak 10 km dari sumber gempa yang dihasilkan berdasarkan model standar seismologi; dan b) gerakan tanah percepatan yang dihasilkan berdasarkan metode stokastik (Boore, 2003)



Gambar 5: Spektrum-spektrum sumber gempa untuk M_W 6,5 dan 7,5 dengan 2 jenis pelepasan tegangan $\Delta\sigma$ (Boore, 2003)

Program sejenis yang menggunakan konsep dasar metode stokastik yang sama adalah program EXSIM yang dikembangkan oleh Motazedian dan Atkinson (2007). Perbedaan EXSIM dengan SMSIM terletak pada pemodelan sumber gempa dimana SMSIM memakai model sumber gempa titik (*point source*) sedangkan EXSIM menggunakan model sumber gempa sesar hingga (*finite fault source*). Program EXSIM ini juga dapat diperoleh secara gratis dengan mengunduhnya di halaman (http://http-server.carleton.ca/~dariush/research/EXSIM_Beta.zip). Berbagai rujukan yang terkait dengan kedua metode ini dapat pula diunduh secara gratis di http://www.daveboore.com/pubs_online.php. Metode Boore dan Metode Motazedian-Atkinson ini adalah metode yang umum dipakai di AS dan Kanada. Selain kedua metode ini Metode Silva dan Lee juga cukup banyak dipakai di AS untuk membuat gerakan tanah simulasi secara stokastik (Silva dan Lee, 1987). Metode ini tersedia dalam program RASCAL yang dapat diunduh secara gratis pada tautan <http://www.pacificengineering.org/program.shtml>. Program-program ini akan sangat bermanfaat di Indonesia yang masih sangat sedikit memiliki rekaman gerakan tanah, bukan hanya untuk dipakai di dalam analisa respon riwayat waktu tetapi juga dapat digunakan untuk pembuatan hubungan *attenuation*. Hubungan *attenuation* ini dipakai dalam analisa bahaya gempa secara probabilistik dan juga deterministik untuk membuat spektrum respon percepatan rencana.

Rekaman gerakan tanah pilihan (atau juga hasil simulasi) ini kemudian harus diskalakan berdasarkan spektrum respon percepatan disain setempat untuk rentang perioda alami $0,2T$ sampai dengan $1,5T$ (ASCE 7-10; RSN3 03- 1726-201x). Hal ini dibuat agar seluruh ragam getar yang dimiliki struktur dapat terakomodir dalam analisa riwayat waktu. Metode penskalaan gerakan tanah ini disebut dengan metode penyesuaian spektra (*spectral matching*) seperti yang diilustrasikan pada Gambar 6. Spektra gerakan tanah *original* pada gambar ini ditunjukkan oleh garis putus-putus sedangkan garis hitam tebal adalah spektra gerakan tanah yang disesuaikan. Sejumlah metode numerik untuk penyesuaian spektra telah diusulkan termasuk oleh Hancock dkk. (2006). Metode Hancock dkk. ini dipakai di dalam program *SeismoMatch*.

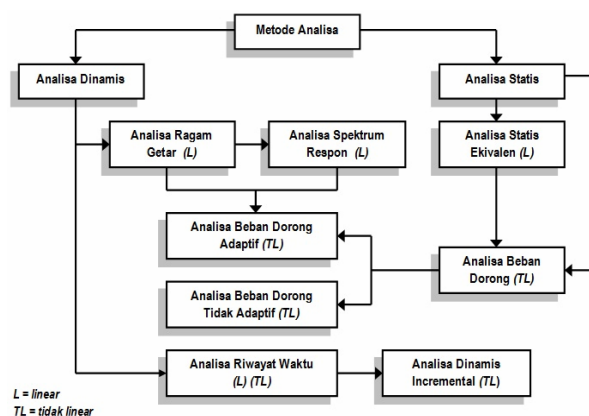


Gambar 6: Ilustrasi spektra percepatan rekaman gerakan tanah untuk kondisi sebelum dan sesudah disesuaikan kepada target spektra rencana

Prosedur pemilihan rekaman gempa dan penskalaannya untuk keperluan analisa riwayat waktu untuk berbagai jenis struktur dijelaskan secara terperinci di dalam NIST GCR 11-917-15 yang diterbitkan oleh NEHRP. Dokumen ini merekomendasikan penggunaan spektrum target untuk berbagai jenis parameter respon struktur yang berbeda, pemilihan rekaman dan penskalaan spektrum rekaman asli ke spektrum target. Sebagai contoh bila respon gedung bertingkat rendah/ sedang didominasi oleh perioda alami dan respon yang diharapkan adalah simpangan atap maka direkomendasikan untuk memakai *CMS*. Dokumen ini menjelaskan bahwa tidak ada satu spektrum target pun yang dapat mewakili secara sempurna semua kondisi getaran yang mungkin terjadi.

3. Analisa Struktur Tidak Linier

Dalam disain dan evaluasi kegempaan struktur gedung, sejumlah metode analisa struktur dapat digunakan. Analisa riwayat waktu tidak linear tidak elastis adalah yang terbaik untuk dilakukan, baik itu untuk disain maupun untuk evaluasi. Pada Gambar 7 diilustrasikan berbagai jenis metode analisa struktur yang sering dipakai mulai dari analisa statik sampai dengan analisa dinamik. Analisa riwayat waktu tidak linear *incremental dynamic analysis* (IDA) adalah metode yang terbaik untuk memperkirakan respon struktur. Sayangnya metode usulan Vamvatsikos dan Cornel (2002) ini memerlukan proses yang berulang-ulang dan waktu analisa yang relatif lama. Metode IDA secara langsung sering dipakai untuk memperkirakan daktilitas dan kuat lebih (*overstrength*) struktur. Sebelum IDA diperkenalkan, daktilitas diperkirakan melalui analisa beban dorong (*pushover analysis*) dan analisa riwayat waktu tidak linear, yang masing-masing untuk memperkirakan simpangan leleh global dan simpangan maksimum struktur.



Gambar 7: Metode-metode analisa struktur (Elnashai dan Di Sarno, 2008)

Analisa beban dorong juga sering digunakan untuk menentukan nilai kuat lebih struktur dan juga faktor reduksi beban, bersama dengan analisa riwayat waktu atau analisa statis ekuivalen. Saat ini ada 2 metode analisa beban dorong yaitu metode adaptif dan metode tidak adaptif. Metode tidak adaptif terdiri dari metode yang mengandung efek ragam getar (*non-adaptif modal pushover analysis*) dan yang mengabaikan efek ragam getar (*non-adaptif non-modal pushover analysis*). Metode standar konvensional, yang banyak dipakai dalam praktek saat ini, adalah murni analisa statik tidak linear dan termasuk ke dalam metode tidak adaptif mengabaikan efek ragam getar. Untuk struktur gedung bertingkat, metode ini sama sekali tidak mampu menghasilkan nilai

simpangan antar tingkat mendekati hasil analisa riwayat waktu tidak linear, karena mengabaikan pengaruh ragam getar tinggi.

Kemudian metode ini dikembangkan dengan memakai sejumlah pembebanan lateral konstan. Bentuknya mengacu ke bentuk-bentuk ragam getar (umumnya sampai ke ragam getar ke empat). Hasil analisa kemudian dikombinasikan mengikut beberapa aturan main. Metode ini termasuk ke dalam metode tidak adaptif yang mengandung efek ragam getar. Metode ini berkembang lagi dengan memasukkan unsur ragam getar dan massa ragam getar efektif (sampai ragam getar ke tiga) yang kemudian hasil analisisnya dikombinasikan mengikut aturan SRSS. Metode ini dikenal dengan *modal pushover analysis*. Hasil dari metode ini, yang diaplikasikan kepada struktur gedung bertingkat, sangat mendekati hasil analisa riwayat waktu, khususnya pada tingkat bawah struktur, sedangkan pada bagian tingkat atas struktur cenderung kurang mendekati.

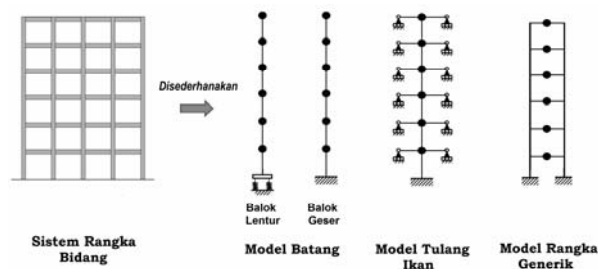
Metode analisa beban dorong yang pada prosesnya memuat perubahan-perubahan pembebanan lateral seiring dengan perubahan ragam getar dan faktor partisipasi massa (hasil dari analisa Eigenvalue), yang kemudian hasil akhirnya dikombinasikan memakai aturan SRSS atau CQC, disebut dengan metode adaptif. Metode ini ada 2 macam yaitu metode berbasis gaya dan metode berbasis perpindahan. Metode berbasis gaya memberikan hasil yang kurang lebih sama kualitasnya dengan metode tidak adaptif yang tidak mengandung ragam getar. Hal ini berbeda dengan metode adaptif berbasis perpindahan dimana hasil simpangan antar tingkatnya cenderung mendekati hasil analisa riwayat waktu. Kedua jenis metode adaptif ini ada di dalam program komersial *SeismoStruct* dan program gratis *ZeusNL*.

Bila perbandingan hasil kurva kapasitas dilakukan antara analisa beban dorong adaptif (berbasis perpindahan) dengan IDA maka akan diperoleh perbedaan yang kecil. Artinya analisa beban dorong masih bisa menjadi sebuah alternatif yang bagus dan praktis dalam rangka mengetahui kapasitas struktur. Program gratis lainnya yang mampu melakukan analisa ini adalah *OpenSees*. Walaupun blok-blok data masukan telah disiapkan oleh pengembang program, namun pembuatan data masukannya masih terbilang "kurang bersahabat" karena harus dilakukan dengan memakai bahasa pemrograman Tcl/tk. Program komersil lainnya adalah *Ruaumoko* yang memiliki fitur model histeresis yang sangat bervariasi dan banyak, sehingga dapat dimanfaatkan untuk berbagai jenis material dan juga berbagai kondisi analisa riwayat waktu.

Secara umum analisa tidak linear, baik itu analisa statis maupun analisa dinamik, memiliki 3 langkah penting yaitu: 1) menentukan model struktur, 2) menentukan model material tidak linear, dan 3) menentukan model elemen tidak linear. Hasil respon gedung akan tidak benar bila terjadi kesalahan dalam menentukan 3 langkah penting ini. Untuk itu makalah ini hanya membahas secara ringkas ketiga langkah tersebut.

3.1. Pemodelan struktur

Pada tulisan ini pemodelan struktur yang dimaksud adalah pemodelan struktur gedung beton bertulang secara makroskopis menggunakan alat bantu program komputer. Umumnya dalam proses perencanaan, analisa struktur tidak perlu berulang-ulang dilakukan sehingga model struktur gedung beton bertulang dapat secara penuh dimodelkan ke dalam bentuk sistem rangka pemikul momen atau sistem kombinasi. Namun bila tujuan analisa adalah untuk mengevaluasi respon struktur berdasarkan parameter-parameter disain (daktilitas, faktor reduksi beban), disebut dengan studi parametrik, maka pemodelan secara utuh akan memakan waktu analisa yang lama. Untuk keperluan ini umumnya penyederhanaan model selalu dipakai. Sebagai contoh sistem rangka bidang (2 dimensi) pada Gambar 8 dapat disederhanakan ke bentuk model batang (*stick model*), baik itu model balok lentur ataupun model balok geser. Sistem rangka juga dapat disederhanakan menjadi model tulang ikan (*fish bone model*) yang cukup populer di Jepang. Model lain yang sering dipakai untuk penyederhanaan analisa dalam kajian parametrik adalah model rangka generik (*generic frame*). Semua model ini sangat layak dipakai bila target hasil analisa yang diinginkan adalah simpangan global, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar.



Gambar 8: Model sistem rangka pemikul momen yang disederhanakan

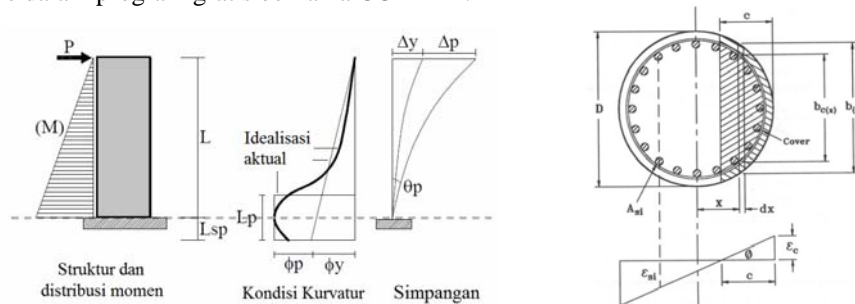
Pemodelan struktur gedung yang memiliki sistem rangka portal dan dinding geser dapat dibuat dengan model rangka dan *bracing*. Untuk kasus struktur gedung yang memiliki sistem rangka portal dan dinding geser,

penyederhanaan model dapat dibuat dengan menganggap dinding geser sebagai kombinasi kolom lentur dan balok yang sangat kaku, menggunakan elemen garis pada program komputer. Artinya kolom lentur ini dihubungkan oleh balok-balok yang sangat kaku pada setiap tingkatnya.

Struktur dinding pengisi, yang biasanya diabaikan dalam pemodelan struktur, umumnya dimodelkan sebagai elemen *bracing* aksial. Perlu dicatat disini, kontribusi dinding pengisi yang terbuat dari dinding bata sangat mempengaruhi kekakuan tingkat. Adanya dinding pengisi yang kaku pada sebuah tingkat, dan pada tingkat lainnya tidak ada, bisa menyebabkan efek tingkat lemah (*soft-story*). Keberadaan dinding pengisi juga sangat mempengaruhi ragam getar alami sehingga nilai faktor gempa yang dipengaruhi oleh perioda alami sudah pasti akan menjadi tidak sama. Dalam analisa tidak linear elemen dinding pengisi ini dimodelkan melalui sebuah elemen garis yang memiliki kekuatan dan simpangan yang getas (*brittle*). Persamaan untuk mendapatkan parameter ini dapat diperoleh di peraturan-peraturan gempa yang ada.

3.2 Pemodelan Material Tidak Linear

Analisa tidak linear sangat ditentukan oleh ketidaklinearan kekakuan yang dihasilkan melalui properti material yang tidak linear. Variabel ini dapat ditentukan melalui analisa tampang yang hasilnya dalam bentuk hubungan momen-kurvatur untuk elemen balok dan hubungan interaksi aksial-momen untuk elemen kolom. Pada makalah ini hanya dijelaskan bagaimana menentukan hubungan momen-kurvatur sebuah penampang elemen beton bertulang berdasarkan Montejo dan Kowalsky (2007). Penentuan hubungan momen-kurvatur ini didasarkan kepada metode sendi plastis Priestley dkk. (1996), seperti yang diilustrasikan pada Gambar 9, dan sudah dikemas ke dalam program gratis bernama CUMBIA.



Gambar 9: Ilustrasi analisa momen-kurvatur penampang kolom bulat berdasarkan metode sendi plastis (Priestley dkk., 1996)

Momen-kurvatur diperoleh melalui regangan tekan serat ϵ_c yaitu melalui keseimbangan gaya aksial dan momen lentur yang terjadi pada sistem. Keseimbangan gaya aksial ditentukan melalui Persamaan (3) berikut:

$$P = \int_{x=(D/2)-c}^{D/2} [b_{c(x)} f_c(\epsilon_x) + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu}(\epsilon_x)] dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_s(\epsilon_{xi}) \quad (3)$$

dimana f_s adalah tegangan saat *strain hardening* pada hubungan tegangan-regangan baja (lihat Gambar 10a) yang dapat diperoleh melalui hubungan berikut:

$$f_s = f_{ye} \left[1,5 - \left(0,5 \left(\frac{0,12 - \epsilon_s}{0,112} \right)^2 \right) \right] \quad (4)$$

diasumsikan $\epsilon_{sh} = 0,008$ dan $\epsilon_{su} = 0,12$. Besaran $f_c(\epsilon)$, $f_{cu}(\epsilon)$ dan $f_s(\epsilon)$ secara berurutan adalah hubungan tegangan-regangan pada bagian selimut beton (beton tanpa ikatan) dan bagian inti kolom (beton dengan ikatan) yang ditunjukkan pada Gambar 10b dan hubungan tegangan-regangan tulangan baja (Gambar 10a). A_{si} adalah luasan sebuah tulangan longitudinal dengan jarak x_i ke garis sumbu netral penampang. ϵ_{xi} adalah regangan tarik tulangan yang terletak sejauh x_i dari sumbu garis normal penampang, regangan tekan ekstrim pada serat adalah:

$$\epsilon_x = (\epsilon_c / c)(x - 0,5D + c) \quad (5)$$

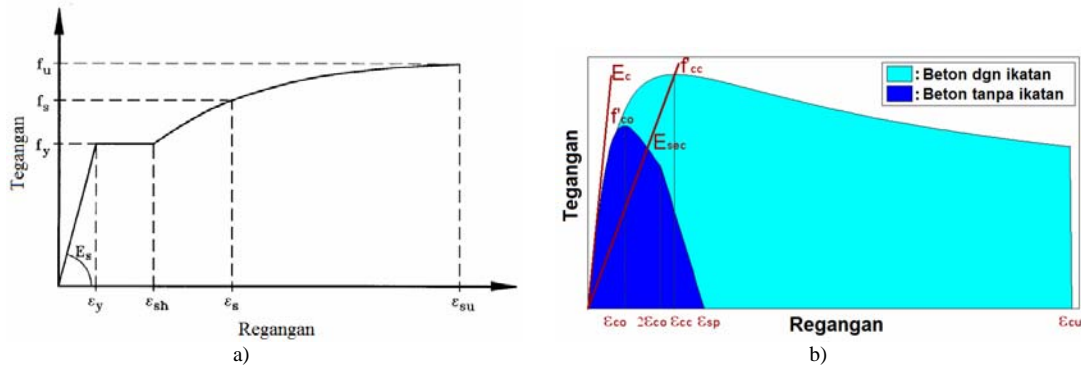
Seterusnya melalui keseimbangan momen lentur maka hubungan momen-kurvatur dapat dihitung dengan:

$$M = \int_{x=(D/2)-c}^{D/2} [b_{c(x)} f_c(\epsilon_x) + (b_{(x)} - b_{c(x)}) f_{cu}(\epsilon_x)] x dx + \sum_{i=1}^n A_{si} f_s(\epsilon_{xi}) x_i \quad (6)$$

dimana kurvturnya dapat diperoleh melalui $\phi = \epsilon_c / c$. Interaksi aksial dan momen lentur dapat ditentukan melalui Persamaan (3) dan (6).

Persamaan (6) diselesaikan secara iterasi untuk berbagai nilai c dengan memakai berbagai tingkatan gaya aksial (P) dan regangan tekan ekstrim serat ϵ_x (melalui Persamaan (2)). Kemudian seluruh momen-kurvatur akan dapat dihasilkan melalui nilai regangan tekan beton ϵ_c sampai dengan regangan tekan ultimit, yg dibuat naik secara bertahap, menggunakan Persamaan (4) - (6). Nilai tegangan f_c saat mengalami regangan tekan beton

ε_c sampai dengan regangan tekan ultimit diperoleh melalui hubungan tegangan-regangan selimut beton dan hubungan tegangan-regangan inti beton. Hubungan ini dapat ditentukan melalui model Mander yang dimodifikasi (Montejo dan Kowalsky, 2007). Sedangkan nilai tegangan tarik tulangan baja f_s saat mengalami regangan tarik ε_s sampai dengan regangan tarik ultimit ε_{su} diperoleh melalui hubungan tegangan-regangan tulangan baja model King (Montejo dan Kowalsky, 2007).



Gambar 10: Hubungan tegangan-regangan: a) tulangan baja; dan b) model Mander untuk struktur beton (Montejo dan Kowalsky, 2007)

Tegangan normal tekan pada beton f_c dihitung berdasarkan regangan normal tekan longitudinal ε_c , mulai dari nilai regangan terkecil sampai dengan regangan ultimit ε_{cu} , melalui persamaan berikut ini:

$$f_c = (f'_{cc} x^r) / (r - 1 + x^r) \quad (7)$$

dimana $x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc}$ adalah rasio regangan tekan longitudinal beton tanpa ikatan dan beton dengan ikatan, sedangkan ε_{cc} adalah regangan normal tekan longitudinal maksimum:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5(f'_{cc} / f'_{co}) - 1] \quad (8)$$

ε_{co} adalah regangan normal tekan beton tanpa ikatan yang umumnya bernilai 0,002, f'_{co} adalah tegangan normal tekan beton tanpa ikatan (f'_c), $r = E_c / (E_c - E_{sec})$ adalah rasio modulus elastisitas beton tanpa ikatan $E_c = 4700 f'_c{}^{0,5}$ dengan modulus elastisitas beton memakai ikatan $E_{sec} = f'_{cc} / \varepsilon_{cc}$.

Regangan batas (ultimit) beton dengan ikatan ε_{cu} dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini dengan ε_{su} sebagai regangan tulangan longitudinal ultimit yang biasanya bernilai 0,12.

$$\varepsilon_{cu} = 1,4(0,004 + (1,4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su} / f'_{cc})) \quad (9)$$

Tegangan maksimum beton dengan ikatan f'_{cc} didapat melalui persamaan berikut:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + 7,94(f'_1 / f'_{co})} - 2(f'_1 / f'_{co}) \right) \quad (10)$$

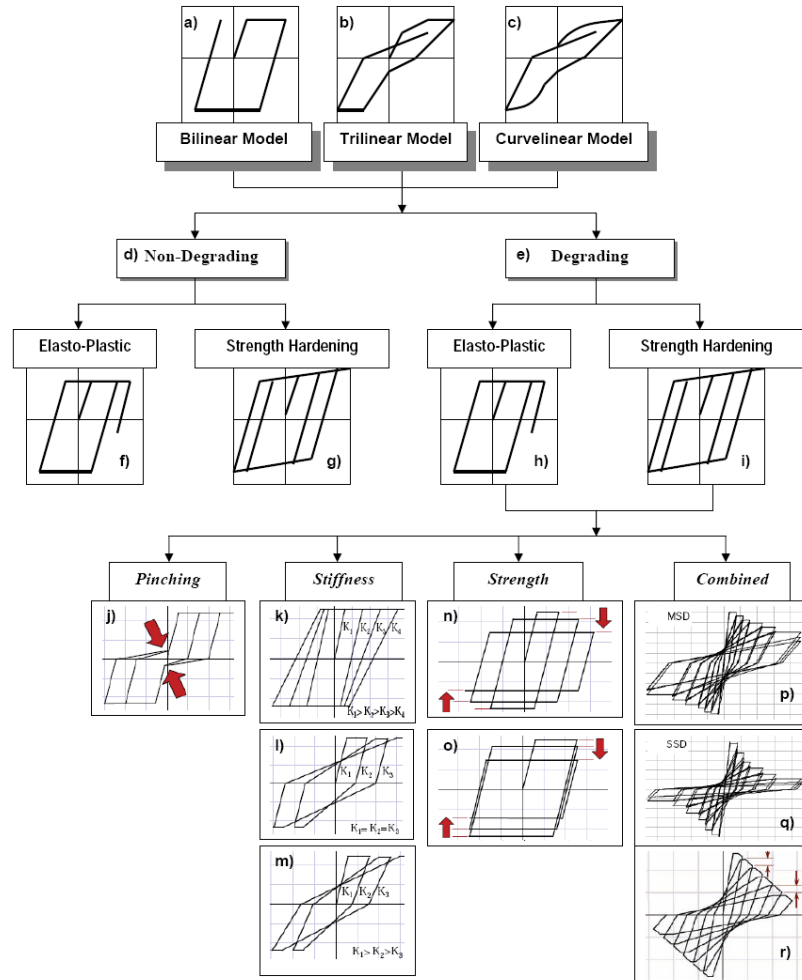
dimana $f'_1 = 0,5k_e \rho_s f_{yh}$, tegangan leleh tulangan geser (sengkang) adalah f_{yh} , $\rho_s = 4A_{sp} / d_s s$ adalah rasio tulangan geser, A_{sp} adalah luas penampang tulangan geser spiral atau cincin, d_s adalah panjang diameter inti di dalam tulangan geser spiral, k_e adalah koefisien tulangan untuk tulangan geser cincin dan spiral yang secara berurutan diperoleh melalui persamaan-persamaan $k_e = (1 - [s' / 2d_s])^2 / (1 - \rho_{cc})$ dan $k_e = (1 - [s' / 2d_s]) / (1 - \rho_{cc})$, dimana s' adalah jarak bersih antara tulangan geser spiral atau cincin dan ρ_{cc} adalah rasio luasan tulangan longitudinal dan luasan penampang bagian inti.

3.3. Pemodelan elemen struktur

Hal penting lain yang harus mendapat perhatian dalam analisa tidak linear tidak elastis adalah pemodelan kekakuan dan kekuatan melalui fungsi histeresis pada elemen struktur. Ada banyak model yang dapat dipakai untuk keperluan ini, yang pemilihannya tergantung kepada parameter tujuan yang ingin dihasilkan. Gambar 11 menjelaskan klasifikasi dan jenis-jenis model histeresis (termasuk perilaku kekakuan dan kekuatan di dalamnya) yang dipakai dalam analisa tidak linear tidak elastis. Model histeresis ini dapat diklasifikasikan ke dalam 3 bagian yang disebut dengan model bilinear, model trilinear dan model kurva-linear. Kemudian masing-masing bagian ini dapat dibedakan lagi ke dalam kelompok model dengan kekakuan yang dapat berubah (*degrading*) atau model dengan kekakuan yang tidak berubah (*non-degrading*). Umumnya elemen baja dimodelkan dengan histeresis *non-degrading* baik itu model elasto-plastis ataupun model *strength hardening*, sedangkan elemen beton bertulang dimodelkan dengan histeresis *degrading*. Ulasan lebih lengkap tentang kekuatan-kekakuan di dalam histeresis dapat dilihat di dalam FEMA P440A.

Model histeresis elemen yang paling ideal untuk struktur beton bertulang adalah model kurva linear kombinasi (*combined-curvilinear model*) yang mengandung efek gelincir pada rekatan tulangan-beton (*pinching*) atau *bond slip*, efek perubahan kekakuan (*stiffness degradation*) dan efek perubahan kekuatan

(*strength degradation*), seperti ditunjukkan pada model p), q) dan r) pada Gambar 11. Namun demikian beberapa literatur terpercaya menyebutkan bahwa model *modified-Takeda*, yang tergolong *bilinear*, *elasto-plastic* dan *stiffness-strength degradations*, sudah sangat memadai untuk model histeresis elemen struktur beton. Untuk model ini direkomendasikan nilai faktor beban dilepas (*unloading parameter*) dan faktor beban diulangi (*reloading parameter*), yang masing-masing lebih dikenal dengan parameter α dan β , adalah 0,3 dan 0,6 baik itu untuk elemen balok maupun kolom. Tapi ada juga literatur yang merekomendasikan parameter α dan β masing-masing 0,3 dan 0,0 untuk elemen kolom.



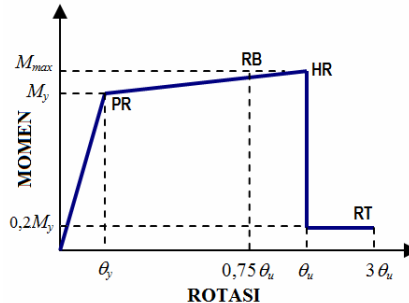
Gambar 11: Klasifikasi model histeresis elemen (dimodifikasi dari FEMA P440A)

Dalam kaitan kepada kekakuan elemen, sebaiknya kekakuan efektif balok beton bertulang yang dipakai dalam analisa tidak linear adalah sebesar $0,3EI_g$ untuk kekakuan lentur dan $0,4GA_w$ untuk kekakuan geser. Disini E adalah modulus elastisitas beton, I_g adalah momen inersia penampang, G adalah modulus geser dan A_w luas penampang geser. Untuk kekakuan efektif pada kolom direkomendasikan kekakuan lentur sebesar $0,7EI_g$ (bila gaya tekan yang bekerja $\geq 0,5 A_g f'_c$) dan $0,3 EI_g$ (bila gaya tekan yang bekerja $\leq 0,1 A_g f'_c$ atau dengan gaya aksial tarik) dan $0,4GA_w$ untuk kekakuan geser. A_g di sini adalah luas penampang. Untuk dinding geser direkomendasikan nilai kekakuan lentur sebesar $0,5EI_g - 0,8EI_g$ dan kekakuan geser $0,4EA_w$. Sedangkan untuk dinding basement direkomendasikan nilai kekakuan lentur sebesar $0,8EI_g$ dan kekakuan geser $0,8GA_w$.

Untuk mengadopsi perilaku histeresis elemen ini, diperlukan pula model elemen struktur balok dan kolom yang tidak linear tidak elastis. Elemen balok dan kolom yang umum dipakai untuk struktur beton adalah model balok Giberson yang dikenal juga dengan sebutan *one-component model* atau *lumped plasticity model*. Model ini mengandung elemen batang linear yang diapit oleh elemen pegas tidak linear tidak elastis pada kedua ujung-ujungnya. Pemakaian elemen pegas di sini adalah untuk mewakili sendi plastis pada struktur beton akibat gempa. Elemen pegas ini mengandung parameter-parameter tidak linear tidak elastis dalam bentuk hubungan gaya-deformasi seperti momen-kurvatur atau momen-rotasi, interaksi gaya aksial-momen, gaya geser-simpangan geser dan gaya aksial-simpangan. *Lumped plasticity model* ini ada di semua program komputer tidak linear yang memiliki elemen garis. Model ini kemudian berkembang menjadi elemen tidak linear lainnya yang disebut dengan *spread-plasticity model*, sebuah model dengan fleksibilitas elemen linear (diantara dua pegas tidak

linear) yang dapat berubah disebabkan oleh efek penyebaran kerusakan di sepanjang lokasi sendi plastis. Kedua model plastis ini sering terkandung di dalam elemen garis (*line element*) di dalam program-program komputer yang ada seperti *Ruaumoko*, *OpenSees* dan *IDARC2D*.

Umumnya kondisi tidak linear tidak elastis pada sendi plastis di elemen garis cukup diwakili oleh parameter-parameter momen-rotasi (untuk balok) dan interaksi gaya aksial-momen lentur (untuk kolom). Momen leleh dan kurvturnya, beserta interaksinya dengan gaya aksial, dapat diperoleh dengan program analisa tampang. Sedangkan momen maksimum, rotasi leleh dan rotasi batas, untuk membentuk kurva *backbone* histeresis elemen dapat dihitung dengan persamaan-persamaan di dalam Fardis (2009). Pada literatur ini juga akan diperoleh persamaan-persamaan untuk membentuk kurva *backbone* histeresis geser-perpindahan. Kurva *backbone* histeresis dapat diwakili oleh kurva momen-rotasi yang ditunjukkan pada Gambar 12, dimana M_y dan M_{max} secara berurutan adalah momen lentur leleh dan momen lentur maksimum yang diperoleh melalui analisa tampang (momen-kurvatur) pada Bagian 3.2 sebelumnya. Asumsi kekuatan lentur menurun mencapai 20% dari M_{max} pada titik rotasi ultimit didasarkan kepada hasil studi Rozman dan Fajfar (2009) terhadap pemodelan komputer struktur versus hasil eksperimental uji *pseudo*-dinamis struktur gedung beton bertulang 3 dimensi. Pada model mereka kerusakan struktur yang terjadi dianggap masih dapat dibatasi (PR) pada kondisi rotasi leleh θ_y , kondisi rusak berat (RB) pada $0,75\theta_u$, kondisi hampir rubuh (HR) pada θ_u , dan rubuh total pada $3\theta_u$. Dengan memodelkannya seperti ini (memakai SAP2000, ETABS atau PERFORM 3D) kita dapat melihat hasil analisa tidak linear dalam bentuk kinerja struktur setelah mengalami *pushover* ataupun sebuah getaran gempa.



Gambar 12: Hubungan momen-rotasi pada ujung-ujung elemen

Rotasi leleh θ_y pada ujung elemen dapat ditentukan berdasarkan formula Panagiotakos dan Fardis (2001):

$$\theta_y = \phi_y(L_s/3) + 0,00275 + \left(0,2\varepsilon_y d_b f_y / ((d-d')f_c^{0,5})\right) \quad (11)$$

dimana θ_y adalah rotasi leleh, ϕ_y adalah kurvatur leleh yang diperoleh melalui hubungan momen-kurvatur, L_s adalah jarak dari momen lentur maksimum ke momen lentur nol, ε_y adalah regangan logitudinal tulangan baja, $(d-d')$ adalah jarak antara titik berat tulangan baja atas ke tulangan baja bawah, d_p adalah ketinggian balok. Persamaan (11) dibuat dengan anggapan dapat terjadi gelincir pada tulangan (*bond-slip*).

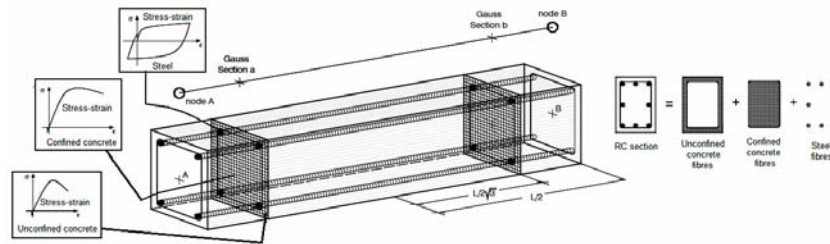
Rotasi ultimit plastis $\theta_{u,pl}$ pada ujung elemen ($\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$), yang dihitung dari titik leleh ke titik dimana terjadi kehilangan kekuatan lentur sebesar 20%, dapat dihitung melalui persamaan empirik Panagiotakos dan Fardis (2001):

$$\theta_{u,pl} = 1,55\alpha_{st}(1 - 0,4a_{wall})0,2^v \left[\frac{\max(0,01, \omega')}{\max(0,01, \omega)} f'_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_s}{h} \right)^{0,375} 25 \left(\frac{\alpha \rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) 1,3^{100\rho_d} \quad (12)$$

dimana α_{st} adalah koefisien untuk jenis tulangan baja, a_{wall} adalah indikator bila elemen adalah dinding, $v = P/A_g f'_c$ adalah rasio beban aksial, ω dan ω' secara berurutan adalah rasio tulangan longitudinal tarik dan tekan, h adalah tinggi penampang, α adalah faktor keefektifan penampang, $\rho_s = A_{sh}/b_w s$ adalah rasio luasan tulangan geser (A_{sh}) yang paralel terhadap pembebanan dan ρ_d adalah rasio luasan tulangan diagonal.

Model elemen tidak linear lainnya yang dipakai untuk elemen garis adalah elemen serat (*fiber element*). Model elemen ini (lihat Gambar 13) juga terdiri dari elemen linear yang diapit oleh elemen tidak linear pada kedua ujung-ujungnya (sendi plastis). Ketidak-linearannya didefinisikan melalui hubungan tegangan-regangan material yang ada di dalam elemen yang dimodelkan. Untuk struktur beton, terdiri tegangan-regangan material beton yang tidak diikat, yang terikat dan material tulangan baja, seperti yang diilustrasikan pada Gambar 10b. Model elemen serat ini ada di dalam fitur program tidak linear *SAP2000*, *ETABS*, *SeismoStruct*, *ZeusNL*, *OpenSees*, *STAADPro*, dan lain-lain.

Bagian penting struktur beton lainnya yang perlu dimodelkan adalah pertemuan balok-kolom, tempat dimana terjadinya kerusakan selain daerah sendi plastis di ujung-ujung elemen balok dan kolom. Untuk bagian ini biasanya model pertemuan sangat kaku (*rigid link*) sudah dianggap cukup memadai (ada di semua program tidak linear) dan lazim dipakai, walaupun sebenarnya ada banyak model pertemuan balok-kolom tidak linear.



Gambar 13: Ilustrasi model elemen serat untuk beton bertulang (Pinho, 2007)

4. Kesimpulan

Dalam analisa tidak linear, banyak sekali variabel yang akan mempengaruhi hasil respon akibat getaran gempa secara tepat. Variabel ini termasuk gerakan tanah yang dipakai dan juga model elemen struktur. Untuk itu diperlukan pemahaman yang baik bagaimana memodelkan struktur gedung dimaksud, khususnya struktur beton, ke dalam program komputer secara tidak linear. Tulisan ini menjelaskan secara ringkas perkembangan analisa tidak linear struktur beton dan hal-hal yang perlu diperhatikan dalam memodelkannya memakai program komputer tidak linear. Termasuk pemilihan dan pemodelan rekaman getaran gempa, metode analisa tidak linear, model histeresis elemen, model material dan model elemen.

5. Daftar Pustaka

1. Beyer, K. dan Bommer, J.J. (2007) Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading: a review of current practice and code provisions, *Journal of Earthquake Engineering*, 11(1),13-45.
2. Boore, D.M. (2003) Simulation of ground motion using the stochastic method. *Pure and applied geophysics*, 160(3-4), 635-676.
3. Bozorgnia, Y. dan Bertero, V. V. (Eds.). (2004) *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. Boca Raton: CRC Press.
4. Elnashai, A. S., dan Di Sarno, L. (2008) *Fundamentals of earthquake engineering*. Chichester: John Wiley & Sons, Ltd.
5. Fardis, M. N. (2009) *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. New York: Springer.
6. Hancock, J. J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N.A., Bommer, J.J., Markatis, A., McCoy, E., Mendis, R. (2006) An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(1), 67-89.
7. Kalkan, E., & Kwong, N.S. (2012) Pros and cons of rotating ground motion records to fault-normal/parallel directions for response history analysis of buildings. *ASCE Journal of Structural Engineering*. In press.
8. Kalkan, E, dan Kunnath, S.K. (2006) Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings. *Earthquake Spectra*, 22, 367-390.
9. Katsanos, E.I., Sextos, A.G., dan Manolis, G.D. (2010) Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(4), 157-169.
10. Montejo, L. A. and Kowalsky, M. J. (2007) *CUMBIA—Set of codes for the analysis of reinforced concrete members*. CFL Technical Rep. No. IS-07-01, Dept. of Civil, Construction, and Environmental Engineering, North Carolina State Univ., Raleigh, NC.
11. Motazedian, D. dan Atkinson, G.M. (2007) Stochastic finite-fault modeling based on a dynamic corner frequency, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(3), 995-1010.
12. Panagiotakos, T. B. dan Fardis, M. N. (2001) Deformations of reinforced concrete at yielding and ultimate, *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-147.
13. Pinho, R. (2007) Nonlinear dynamic analysis of structures subjected to seismic action. In *Advanced Earthquake Engineering Analysis*, A. Pecker (Editor). New York: Springer.
14. Rozman, M., dan Fajfar, P. (2009) Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(3), 779-799.
15. Silva, W.J. dan Lee, K. (1987) *WES RASCAL code for synthesizing earthquake ground motions*. Department of the Army, US Army Corps of Engineers.
16. Stewart, J.P., Chiou, S.J., Bray, J.D., Graves, R.W., Somerville, P.G., dan Abrahamson, N.A. (2002) Ground motion evaluation procedures for performance-based design. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 22(9), 765-772.
17. Vamvatsikos, D. dan Cornell, C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.