

UNIVERSITAS INDONESIA

**PERILAKU BANGUNAN STRUKTUR KOMPOSIT GEDUNG
KULIAH TERHADAP RESPON DINAMIK ANALISA TIME
HISTORY NON-LINEAR**

SKRIPSI

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

**SYARIFAH NAHRISYA
0606072736**

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2010**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

**Skripsi ini adalah hasil karya saya sendiri,
dan semua sumber baik yang dikutip maupun dirujuk
telah saya nyatakan dengan benar.**

Nama : SYARIFAH NAHRISYA

NPM : 0606072736

Tanda Tangan :



Tanggal : Juli 2010

HALAMAN PENGESAHAN

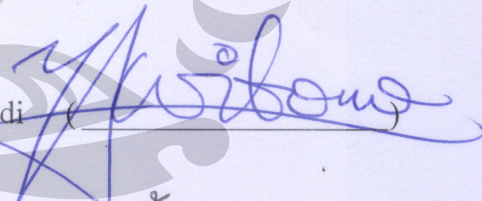
Skripsi ini diajukan oleh :

Nama : Syarifah Nahrissyah
NPM : 0606072736
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Perilaku Bangunan Struktur Komposit Gedung Kuliah
Terhadap Respon Dinamik Analisa *Time History Non
Linear*

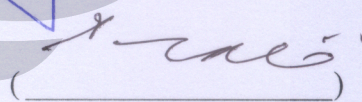
Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia.

DEWAN PENGUJI

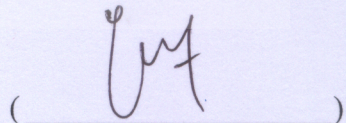
Pembimbing : Dr.-Ing., Ir. Henki Wibowo Ashadi



Penguji : Ir. Syahril A. Rahim, M.Eng



Penguji : Mulia Orientilize ST., M.Eng



Ditetapkan di : Depok

Tanggal : Juli 2010

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas rahmat dan anugerah-Nya, penulis mampu menyelesaikan skripsi ini. Penulisan skripsi ini dilakukan dalam rangka memenuhi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Jurusan Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas Indonesia. Penulis menyadari bahwa tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan skripsi ini, sangatlah sulit untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu, Penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Dr-Ing. Ir. Henki W. Ashadi, selaku dosen pembimbing atas bimbingan, bantuan, pengarahan dan pencerahan dalam penyelesaian skripsi ini;
2. Ir. Syahril A. R., M.E dan Mulia Orientilize ST., M.Eng, selaku dosen penguji UI atas waktu dan masukannya dalam perbaikan skripsi saat sidang seminar maupun sidang skripsi;
3. Para dosen UI yang telah menularkan ilmu dan pengalaman dalam perjalanan kuliah selama 4 tahun ini;
4. Ibu yang telah menjadi orang tua tunggal yang senantiasa memberi dukungan moril maupun materil yang berlimpah kepada Penulis; dan kepada abang-abang dan adik saya yang selalu mendoakan kelancaran atas penulisan skripsi ini;
5. Sahabat dan teman-teman Sipil UI (khususnya angkatan 2006) yang memberi semangat, dukungan dan bantuan baik dalam perkuliahan maupun dalam penyelesaian skripsi ini;
6. Terima kasih kepada Anthon MMS, Pratiwi Eka Wulandari, Yosua Silitongan selaku teman satu tim dalam pengerjaan skripsi ini, dan juga terima kasih kepada Garlan Ramadhan dan Dody Ikhsansaleh yang telah dengan baik hati memberikan ilmunya kepada saya;
7. Staf dan karyawan Departemen Sipil UI atas bantuannya dalam kelancaran administrasi dan perkuliahan;

8. Semua pihak yang tidak bisa disebutkan satu persatu, atas kerjasama dan bantuan dalam penyelesaian skripsi.

Akhir kata, Penulis sangat mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun . Penulis mohon maaf bila ada kekeliruan dan kesalahan dalam skripsi ini. Semoga skripsi ini dapat memberi manfaat bagi pengembangan ilmu teknik sipil.



Depok, Juli 2010

Penulis

**HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI
TUGAS AKHIR UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai sivitas akademik Universitas Indonesia, saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Syarifah Nahrissy

NPM : 0606072736

Program Studi : Teknik Sipil

Departemen : Teknik Sipil

Fakultas : Teknik

Jenis karya : Skripsi

demikian pengembangan ilmu pengetahuan, menyetujui untuk memberikan kepada Universitas Indonesia **Hak Bebas Royalti Noneksklusif (*Non-exclusive Royalty-Free Right*)** atas karya ilmiah saya yang berjudul:

Perilaku Bangunan Struktur Komposit Gedung Kuliah terhadap Respon Dinamik Analisa *Time History non-Linear*

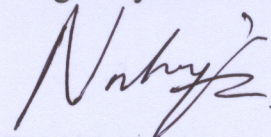
Beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya tanpa meminta izin dari saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta dan sebagai pemilik Hak Cipta.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di: Depok

Pada tanggal : 3 Nopember 2009

Yang menyatakan


(Syarifah Nahrissy)

ABSTRAK

Nama : Syarifah Nahrissyah
NPM :0606072736
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Perilaku Bangunan Struktur Komposit Gedung Kuliah terhadap Respon
Dinamik Analisa *Time History non-Linear*

Indonesia merupakan daerah rawan gempa, untuk mengurangi resiko bencana yang terjadi diperlukan konstruksi bangunan tahan gempa. Perencanaan tahan gempa umumnya didasarkan pada analisa struktur elastis yang kemudian diberi faktor beban untuk mensimulasi kondisi ultimate (batas). Kenyataannya bahwa perilaku keruntuhan bangunan saat gempa adalah inelastis. Evaluasi yang dapat memperkirakan kondisi inelastis bangunan saat gempa perlu untuk mendapatkan jaminan bahwa kinerjanya memuaskan saat gempa. Analisa dan evaluasi kinerja dapat dilakukan dengan analisa riwayat waktu pada program SAP2000. Karena deformasi plastis tergantung kepada sejarah pembebanan, maka analisa yang seharusnya digunakan untuk melakukan evaluasi kinerja bangunan adalah Analisa Nonlinier Riwayat Waktu (dynamic nonlinear time history analysis). Analisa Nonlinier Riwayat Waktu merupakan analisa bertahap dari suatu respon dinamik dari suatu struktur yang terbebani dengan waktu yang beragam. Suatu bangunan dapat terdiri dari jenis material yang berbeda. Dalam hal ini, bangunan yang akan dijadikan model adalah bangunan komposit. Komposit dapat terbentuk dari berbagai macam jenis material. Komposit baja-beton termasuk didalamnya baja tube dengan beton pengisi.

Kata kunci : gempa, struktur komposit, analisa *time history*

ABSTRACT

Name : Syarifah Nahrisyah
NPM : 0606072736
Study Program : Civil Engineering
Title : Behavior composite building college on non-linear dynamic analysis of time history

Indonesia is an earthquake prone areas, to reduce the risk of disasters required the construction of earthquake resistant buildings. Planning withstand earthquakes generally are based on an analysis of the elastic structure factor, which was given to simulate the conditions of ultimate load (limit). The fact that the collapse behavior of buildings during the earthquake is inelastic. Evaluation that can predict when an earthquake building inelastic conditions necessary to obtain satisfactory assurances that its performance during the earthquake. Analysis and performance evaluation can be performed by time history analysis in SAP2000. Because the plastic deformation depends on the history of loading, then the analysis should be used to evaluate the performance of the building is Nonlinear Analysis Time History (dynamic nonlinear time history analysis). Analysis of Nonlinear Time History is a gradual analysis of a dynamic response of a structure burdened with the time varied. A building may consist of different kinds of materials. In this case, the buildings that will be used as the model is a composite structure. Composites can be formed from various types of material. Composite steel-concrete includes steel tube with concrete filler.

Keywords : earthquake, composite structure, time history analysis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	ii
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS	iii
HALAMAN PENGESAHAN	iv
KATA PENGANTAR	v
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI	vii
ABSTRAK	viii
DAFTAR ISI	x
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Permasalahan	1
1.2 Tujuan Penulisan	3
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Metoda Analisa	3
1.5 Sistematika Penulisan	5
BAB II DASAR TEORI	6
2.1 Material Pembentuk Komposit	6
2.1.1 Beton	6
2.1.2 Baja	10
2.2 Rectangular Hallow Structural Section	13
2.3 Teori Penampang Komposit	20
2.4 Sistem Dinamik	22
2.4.1 Sistem Dinamik dengan Satu Derajat Kebebasan	23
2.4.2 Sistem Dinamik dengan Banyak Derajat Kebebasan	24
2.5 Analisa Struktur Dinamik	25
2.6 Analisa Struktur Dinamik Riwayat Waktu Non linear (<i>NON LINEAR TIME HISTORY ANALYSIS</i>)	26
2.6.1 Respon <i>Single degree of freedom</i> dengan kekakuan nonlinear	29
2.6.2 Respon <i>Multi degree of freedom</i> dengan kekakuan nonlineae	37

2.7 Redaman Struktur.....	41
2.8 Beban Gempa.....	42
BAB III METODOLOGI PENELITIAN.....	44
3.1 Tahapan Analisis.....	44
3.2 Input Properti Material.....	46
3.3 Input Pembebanan.....	50
3.4 Parameter Yang Akan Dievaluasi.....	50
BAB IV ANALISA HASIL SIMULASI MODEL STRUKTUR.....	48
4.1 Periode Getar Alami Struktur.....	52
4.2 Gaya Dalam Pada Balok.....	53
4.2.1 Gaya Dalam Momen.....	53
4.2.2 Gaya Geser Balok.....	61
4.3 Gaya Dalam pada Kolom.....	66
4.3.1 Gaya Dalam Momen.....	67
4.3.2 Gaya Geser Kolom.....	72
4.4 Simpangan.....	79
4.5 Analisa Terhadap Momen Leleh.....	91
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN.....	93
5.1 Kesimpulan.....	93
5.2 Saran.....	93
DAFTAR REFERENSI.....	94
LAMPIRAN.....	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Kurva Tegangan dan Regangan	7
Gambar 2.2. Beban Aksial yang Bekerja dan Menyebabkan Regangan.....	11
Gambar 2.3. Kurva Tegangan dan Regangan	11
Gambar 2.4 Komposit <i>Hollow Structural Section</i>	22
Gambar 2.5. Pemodelan SDOF dan MDOF.....	23
Gambar 2.6. Hubungan Tegangan vs Regangan.....	28
Gambar 2.7. Aplikasi Gaya vs Defleksi Vertikal.....	28
Gambar 2.8. Plot Gaya-Perpindahan dengan Kekakuan (<i>secant stiffness</i>).....	30
Gambar 2.9. Plot Gaya-Perpindahan dengan Kekakuan (<i>secant stiffness</i>).....	32
Gambar 2.10. Koefisien c sebagai Fungsi dari Periode natural dari Getaran dan Koefisien Perkerasan Regangan (Krawinkler dan Nassar).....	37
Gambar 2.11. Faktor Perkurangan Respon (R_{du}) sebagai Fungsi dari Periode Natural dari Getaran dengan $\alpha = 0\%$ (Krawinkler dan Nassar).....	38
Gambar 3.1. Alur Kerja.....	44
Gambar 3.2. Penampang Komposit	46
Gambar 3.3. Momen-Curvature Balok	48
Gambar 3.4. Momen-Curvature Kolom	49
Gambar 4.1. Model Struktur	51
Gambar 4.2. Struktur Tampak Atas	52
Gambar 4.3. Layout Balok Analisa.....	54
Gambar 4.4. Momen – El Centro : (a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior	57
Gambar 4.5. Momen – Kern County : (a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior.....	58
Gambar 4.6. Momen – Kobe : (a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior.....	59
Gambar 4.7. Momen – Loma Prieta : (a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior.....	60
Gambar 4.8. Gaya Geser – El Centro : (a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior.....	63
Gambar 4.9. Gaya Geser – Kern County : (a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior ..	64
Gambar 4.10. Gaya Geser – Kobe : (a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior	65
Gambar 4.11. Gaya Geser – Loma Prieta : (a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior ..	66
Gambar 4.12. Layout Kolom Analisa	67

Gambar 4.13.Momen Kolom El Centro : (a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam.....	68
Gambar 4.14.Momen Kolom Kern County: (a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam.....	70
Gambar 4.15.Momen Kolom Kobe : (a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam.....	71
Gambar 4.16. Momen Kolom Loma Prieta : (a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam.....	72
Gambar 4.17. Gaya Geser Kolom El Centro : (a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam.....	74
Gambar 4.18. Gaya Geser Kolom Kern : (a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam.....	75
Gambar 4.19. Gaya Geser Kolom Kobe : (a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam.....	77
Gambar 4.20. Gaya Geser Kolom Loma : (a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam.....	78
Gambar 4.21. Simpangan – El Centro	79
Gambar 4.22. Simpangan – Kern.....	80
Gambar 4.23. Simpangan – Kobe.....	80
Gambar 4.24. Simpangan - Loma.....	81
Gambar 4.25. Akselerogram Gempa El Centro	82
Gambar 4.26. Momen Leleh Pada Balok (El Centro).....	83
Gambar 4.27. Momen Pada Balok B1	83
Gambar 4.28. Momen Leleh Pada Kolom (El Centro)	84
Gambar 4.29. Momen Pada Kolom K1.....	84
Gambar 4.30. Sendi Plastis Akibat Gempa El Centro	85
Gambar 4.31. Akselerogram Gempa Kern.....	86
Gambar 4.32. Momen Leleh pada balok (Kern)	86
Gambar 4.33. Momen Pada Balok B2	87
Gambar 4.34. Momen Leleh Pada Kolom (Kern)	87
Gambar 4.35. Momen Pada Kolom K2.....	88
Gambar 4.36. Sendi Plastis Akibat Gempa Kern.....	88

Gambar 4.37. Akselerogram Gempa Kobe.....	89
Gambar 4.38. Momen Leleh Pada Balok (Kobe).....	89
Gambar 4.39. Momen Pada Palok B3.....	90
Gambar 4.40. Sendi Plastis Akibat Gempa Kobe.....	90
Gambar 4.41. Akselerogram Gempa Loma.....	91
Gambar 4.42. Momen Leleh Pada Balok (Loma).....	91
Gambar 4.43. Momen Pada Balok B4.....	92
Gambar 4.44. Sendi Plastis Akibat Gempa Loma.....	92



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Rasio Kuat Tekan Silinder – Kubus.....	7
Tabel 2.2. Perbandingan Kuat Tekan Antara Silinder dan Kubus	7
Tabel 2.3. Sifat dan Karakteristik Beton dan Baja.....	13
Tabel 2.4. Klasifikasi dari bentuk HSS dengan rasio kelangsingan, λ	16
Tabel 4.1. Periode Getar Alami Struktur	52
Tabel 4.2. Gaya Dalam Momen Balok Interior (kN.m).....	54
Tabel 4.3. Gaya Dalam Momen Balok Interior Skala Gempa 10x (kN.m)	55
Tabel 4.4. Gaya Dalam Momen Balok Exterior (kN.m).....	55
Tabel 4.5. Gaya Dalam Momen Balok Exterior Skala Gempa 10x (kN.m).....	56
Tabel 4.6. Gaya Geser Balok Interior (kN).....	61
Tabel 4.7. Gaya Geser Balok Interior Skala Gempa 10x (kN)	61
Tabel 4.8. Gaya Geser Balok Exterior (kN.m).....	62
Tabel 4.9. Gaya Geser Balok Exterior Skala Gempa 10x (kN.m).....	62
Tabel 4.10. Lama Gempa.....	82

DAFTAR LAMPIRAN

TABEL 1: Modal Participation Factors
TABEL 2: Modal Load Participation Ratios
TABEL 3: Modal Participating Mass Ratios
TABEL 4: Modal Periods And Frequencies

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Permasalahan

Belakangan ini salah satu masalah yang terjadi di Indonesia adalah masalah yang berhubungan dengan kesehatan. Terdapat beberapa kejadian bencana alam, penyakit dan endemik virus dimana tersebar keseluruh penjuru negeri. Masalah ini harus diselesaikan dengan meningkatkan kebijakan-kebijakan dalam pengembangan kesehatan dimana meningkatkan kualitas dan kuantitas pihak-pihak yang berhubungan dengan kesehatan. Dibandingkan negara-negara anggota ASEAN, rasio jumlah dokter per populasi di Indonesia masih sangat kecil. Berdasarkan *World Bank Policy Research Working Paper* (2007), angka jumlah dokter di Indonesia per 10.000 jiwa adalah 2,2 , dimana Singapura memiliki angka 14 dokter per 10.000 jiwa. Malaysia dan Thailand jauh lebih tinggi angka rasio jika dibandingkan dengan Indonesia dimana masing 7,1 dan 3,6 per 10.000 jiwa. Kondisi ini juga sama halnya dengan jumlah dokter gigi dan perawat per 10.000 jiwa. Oleh karena kondisi ini, Menteri Kesehatan menargetkan untuk meningkatkan jumlah dokter menjadi 40 dokter per 10.000 jiwa, sehingga total yang ditargetkan adalah 80.000 dokter pada tahun 2010. Universitas Indonesia (UI), khususnya fakultas kedokteran dan fakultas kedokteran gigi telah menyatakan berpartisipasi dalam hal menciptakan tenaga-tenaga ahli dalam hal kesehatan seperti dokter gigi dan dokter.

Saat ini fakultas yang berhubungan dengan kesehatan seperti Fakultas Kedokteran, Fakultas Kedokteran Gigi, Fakultas Ilmu Keperawatan dan jurusan farmasi terpisah satu sama lain. Maka UI ingin seluruh fakultas tersebut terintegrasi dalam suatu lingkungan yang sama, hal ini juga berhubungan dengan UI sebagai *research university*. Oleh karena itu UI berniat untuk membangun suatu kompleks bangunan kuliah dimana mencakup fakultas-fakultas yang berhubungan dengan kesehatan masyarakat. Bangunan kuliah yang akan dibangun berdasarkan pada jumlah mahasiswa dan standar unit ruangan dari Menteri Pendidikan dan Menteri Pekerjaan Umum dan juga kriteria perencanaan UI.

Jumlah mahasiswa yang direncanakan adalah 250 mahasiswa pertahun untuk Fakultas Kedokteran, 150 mahasiswa per tahun untuk Fakultas Kedokteran Gigi, 140 mahasiswa per tahun untuk Fakultas Ilmu Keperawatan, 450 mahasiswa per tahun (kelas pagi dan kelas sore) untuk mahasiswa Fakultas Kesehatan Masyarakat, dan 150 mahasiswa per tahun untuk Fakultas Farmasi.

Dalam mendesain bangunan kuliah tersebut, direncanakan dimana bangunan tersebut kuat terhadap gempa. Seperti diketahui bahwa kerusakan yang diakibatkan oleh gaya gempa sering bertampak buruk terhadap bangunan dan tidak jarang juga mengakibatkan korban jiwa yang cukup besar. Pemilihan sistem struktur sangat menentukan perilaku struktur tersebut dalam mengantisipasi gaya gempa yang bekerja. Memang menurut beberapa penelitian, struktur frame merupakan sistem yang kompeten dalam menahan beban lateral akibat gaya gravitasi maupun angin. Akan tetapi, selama beberapa dekade terakhir, beberapa sistem struktur komposit baja dan beton telah banyak digunakan pada konstruksi bangunan tinggi. Sistem ini memadukan rigiditas dan formabilitas dari struktur beton dengan kecepatan pengerjaan dari struktur baja yang menghasilkan suatu produk struktur yang ekonomis. Sifat dari material beton yang getas dan baja yang daktail membuat penelitian tentang komposit baja-beton berlanjut hingga mencapai bagian plastisnya.

Pada perencanaan bangunan di lokasi rawan gempa, struktur direncanakan dapat berdeformasi melewati batas leleh struktur tanpa kehilangan kekuatannya. Dengan demikian perilaku elemen struktur pada daerah plastis sampai kondisi runtuhnya menjadi penting. Untuk mengetahui perilaku struktur bangunan kuliah terhadap gaya gempa, maka pada struktur bangunan kuliah ini dilakukan analisa bangunan tersebut yang berstruktur komposit baja dan beton yang tahan terhadap gempa. Dengan menggunakan program SAP2000 dalam merancang bangunan kuliah berstruktur komposit baja dan beton berikut beban yang ditanggung oleh struktur bangunan tersebut. Sedangkan respon struktur komposit baja dan beton terhadap gempa bumi dianalisa dengan metode analisa struktur dinamik non-linier riwayat waktu (*time history*) juga menggunakan program SAP2000.

1.2 Tujuan Penulisan

Tujuan dari penulisan penelitian ini adalah :

1. Mendesain atau merancang suatu struktur bangunan kuliah dengan menggunakan material komposit material komposit baja persegi beton (*Rectangular Hollow Section*) dengan mengacu pada *International Building Code 2006 (IBC_ICC)*.
2. Menganalisa respon bangunan terhadap gaya dinamik *Time History Analisis non Linear* dengan menggunakan program SAP (*Structure Analysis Programme*)

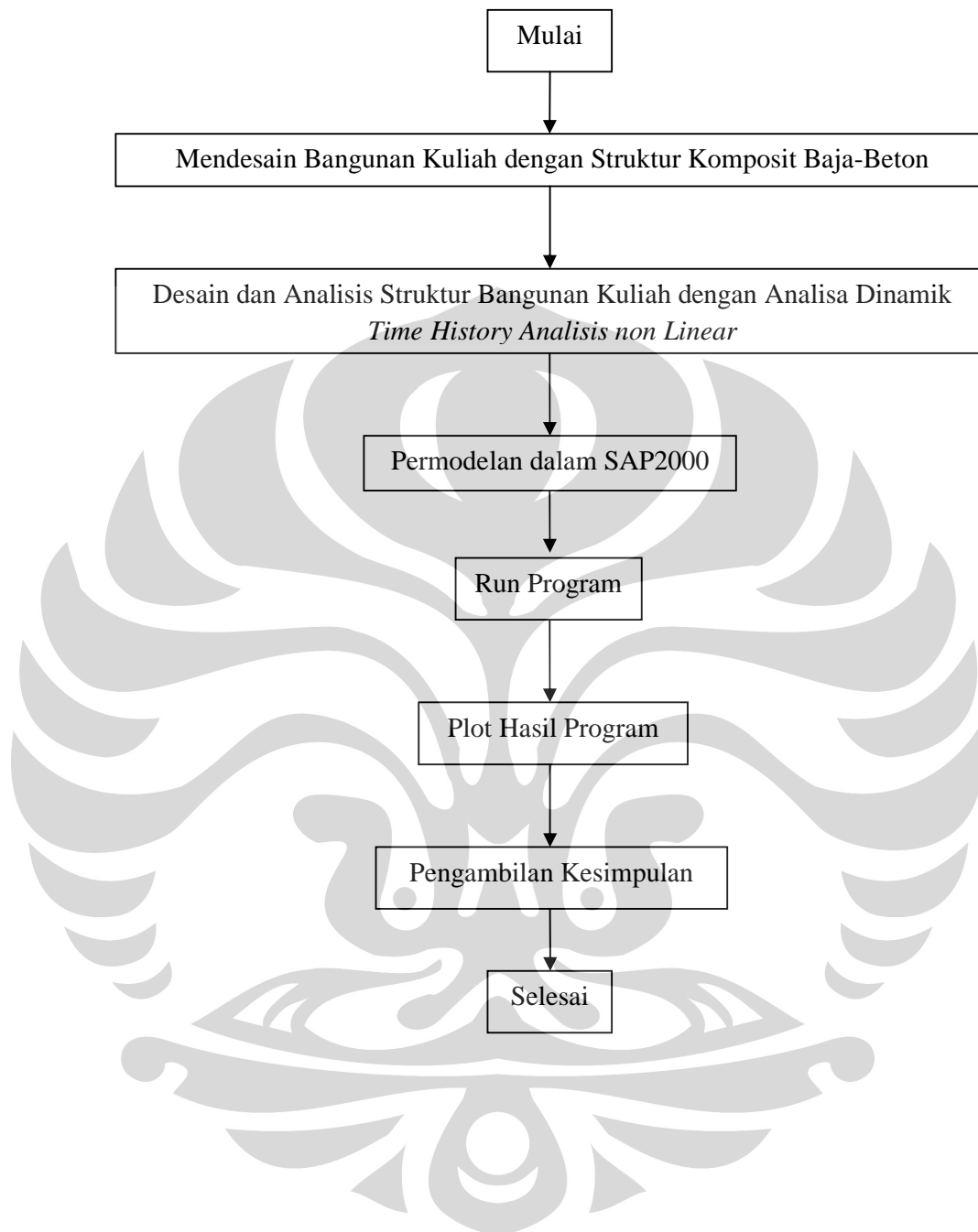
1.3 Batasan Masalah

Pada penelitian ini, struktur bangunan yang ditinjau adalah bangunan kuliah dengan 9 tingkat. Ruang lingkup dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Material yang digunakan adalah komposit baja persegi beton (*Rectangular Hollow Section*)
2. Analisa struktur gedung terhadap gaya gempa dinamik *Time History Analisis non Linear*
3. Cara menyelesaikan analisa ini adalah dengan simulasi atau permodelan menggunakan program SAP
4. Momen leleh yang dianalisa hanya sampai terjadi leleh pada kolom

1.4 Metoda Analisa

Metode penulisan skripsi ini menggunakan metode deskriptif, yaitu memberikan gambaran dan menguraikan langkah-langkah yang ditempuh secara terperinci. Adapun sumber-sumber informasi/data untuk membuat skripsi ini berasal dari Hasil diskusi dengan dosen pembimbing, berupa asistensi yang serta diskusi mengenai apa saja yang harus dilakukan untuk penulisan skripsi ini. Data kepustakaan yang berasal dari berbagai macam buku serta website yang dijadikan sebagai referensi tambahan. Berikut uraian langkah-langkah yang ditempuh dalam pembahasan penulisan skripsi ini secara umum yaitu :



1.5 Sistematika Penulisan

Sistem penulisan tugas akhir ini, secara garis besar adalah sebagai berikut :

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini berisikan mengenai latar belakang dari permasalahan yang akan dibahas, tujuan dan penulisan, batasan masalah, metodologi penelitian dan sistematika penulisan.

BAB II DASAR TEORI

Bab ini berisikan mengenai dasar teori yang digunakan dalam menyelesaikan permasalahan. Dasar teori terdiri dari analisa *time-history non linear* dan komposit baja beton (tube baja isi beton).

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini berisikan mengenai metode yang dipakai untuk memodelkan permasalahan ini agar dapat dianalisis hasil yang didapatkan. Permodelan yang dilakukan adalah permodelan bangunan komposit baja beton yang dirancang dengan mengacu pada IBC. Selanjutnya melihat perilaku dari bangunan tersebut terhadap respon dinamik.

BAB IV STUDI KASUS DAN PEMBAHASAN

Bab ini berisikan tentang studi kasus pada perilaku struktur bangunan 9 lantai yang merupakan bangunan struktur komposit baja beton terhadap gaya gempa dinamik *Time History non Linear*.

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini berisikan mengenai kesimpulan dari penjelasan-penjelasan yang sudah dipaparkan dalam bab-bab sebelumnya, dan saran-saran yang dapat diberikan.

BAB II

DASAR TEORI

Bangunan gedung kuliah pada penelitian kali ini didesain dengan menggunakan material komposit. Material komposit pada dasarnya terbentuk dari dua material atau lebih. Pada penelitian ini, akan dijabarkan mengenai sifat dan karakteristik dari material pembentuk komposit yaitu beton dan baja. Kemudian akan dilanjutkan mengenai analisa dinamik non linear riwayat waktu (*time history analysis*).

2.1 Material Pembentuk Komposit

2.1.1 Beton

Istilah beton, merupakan istilah yang tidak asing lagi bagi setiap orang. Beton merupakan suatu campuran yang terdiri dari pasir, kerikil, batu pecah atau agregat lain yang mengeras menyerupai batu. Air dan semen membentuk pasta yang akan mengisi rongga-rongga di antara butir-butir pasir dan kerikil. Dalam keadaan yang mengeras, beton bagaikan batu karang dengan kekuatan tinggi. Dalam keadaan segar, beton dapat diberi bermacam bentuk, sehingga dapat digunakan untuk membentuk seni arsitektur atau semata - mata untuk tujuan dekoratif. Beton juga akan memberikan hasil akhir yang bagus jika pengelolaan akhir dilakukan dengan cara khusus, umpamanya diekspos agregatnya (agregat yang mempunyai bentuk yang bertekstur seni tinggi diletakkan di bagian luar, sehingga tampak jelas pada permukaan betonnya).

Berikut sifat dan karakteristik dari beton :

1. Kuat Tekan

Kekuatan tekan merupakan salah satu kinerja utama beton. Kekuatan tekan adalah kemampuan beton untuk menerima gaya tekan persatuan luas. Walaupun dalam beton terdapat tegangan listrik yang kecil, diasumsikan bahwa semua tegangan tekan didukung oleh beton tersebut. Penentuan kekuatan tekan dapat dilakukan dengan menggunakan alat uji tekan dan benda uji berbentuk silinder dengan prosedur uji ASTM C-39 atau kubus dengan prosedur BS-1881 Part 115; Part 116 pada umur 28

hari. Kekuatan tekan relatif antara benda uji silinder dan kubus ditunjukkan pada tabel 1 dan tabel 2 (menurut standar ISO).

Tabel 2.1. Rasio Kuat Tekan Silinder – Kubus

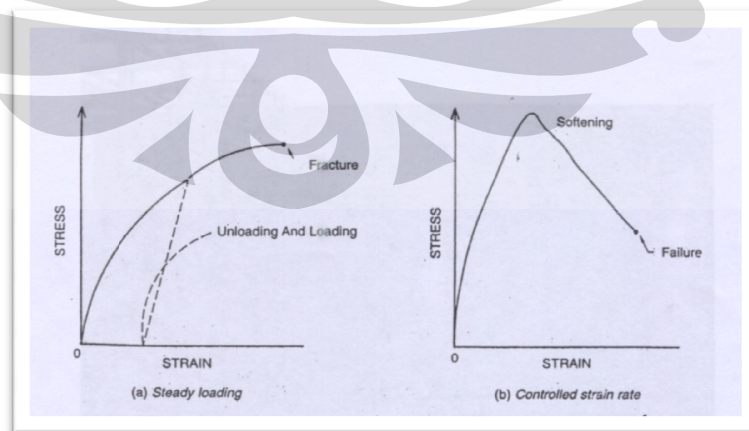
Kuat Tekan (Mpa)	7	15.2	20	24.10	26.2	34.5	36.5	40.7	44.1
Kuat Rasio Silinder/Kubus	0.76	0.77	0.81	0.87	0.91	0.94	0.87	0.92	0.91

Tabel 2.2. Perbandingan Kuat Tekan Antara Silinder dan Kubus

Kuat Tekan Silinder (Mpa)	2	4	6	8	10	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Kuat Tekan Kubus (Mpa)	3	5	8	10	13	15	20	25	30	35	40	45	50	55

Edition, Pitman Publishing, London, 1981, p.544

Salah satu cara mengendalikan mutu beton adalah dengan menguji sampel atau benda uji. Ada dua tipe cara pengujian, yaitu *steady loading* yang dilakukan dengan cara mengontrol pembebanan dan *controlled strain rate* dengan mengontrol regangan.



Gambar 2.1. Kurva Tegangan dan Regangan

2. Getas

Salah satu sifat yang dimiliki beton adalah getas. Hal ini terjadi karena beton mengalami keruntuhan sebelum berdeformasi leleh.

3. Poisson's Ratio

Besarnya *Poisson's Ratio* didapat dari perbandingan terbalik regangan longitudinalnya. Untuk beton nilai *poisson's rationya* adalah 0.15 sampai dengan 0.20.

4. Modulus Elastisitas Statis

Beton tidak memiliki modulus elastisitas yang pasti. Nilainya bervariasi tergantung dari kekuatan beton, umur beton, jenis pembebanan, dan karakteristik dan perbandingan semen dan agregat. Nilai modulus elastisitas dari beton yang memiliki berat normal 2400 kg/m^3 dalam SI tergantung dari mutu beton dan dirumuskan sebagai berikut :

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (\text{dalam Mpa}) \quad (2.1)$$

Sedangkan dalam ACI menyebutkan bahwa rumus berikut ini dapat digunakan untuk menghitung modulus elastisitas beton yang memiliki berat normal 145 lb/ft^3 yaitu :

$$E_c = 57000\sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

5. Modulus Elastisitas Dinamis

Modulus elastisitas dinamis berkorespons dengan regangan-tegangan yang sangat kecil, biasanya diperoleh dari uji sonik. Nilainya biasanya lebih besar 20% sampai 40% daripada nilai modulus elastisitas statis. Modulus elastisitas dinamis ini biasanya dipakai pada analisis struktur dengan beban gempa atau tumbukan.

6. Koefisien Temperatur (α)

Koefisien temperatur merupakan perbandingan antara regangan dengan satuan temperatur. Untuk beton koefisien temperaturnya adalah $11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

7. Rangkak dan Susut

Rangkak (*creep*) atau *lateral material flow* didefinisikan sebagai penambahan regangan terhadap waktu akibat adanya beban yang bekerja. (Nawy, 1985:49). Deformasi awal akibat pembebanan disebut sebagai regangan elastis, sedangkan regangan tambahan akibat beban yang sama disebut regangan rangkak. Anggapan praktis ini cukup dapat diterima karena deformasi awal pada beton hampir tidak dipengaruhi oleh waktu. Rangkak timbul dengan intensitas yang semakin berkurang setelah selang waktu tertentu dan kemungkinan berakhir setelah beberapa tahun. Nilai rangkak untuk beton mutu tinggi lebih kecil dibandingkan dengan beton mutu rendah. Umumnya, rangkak tidak mengakibatkan dampak langsung terhadap kekuatan struktur tetapi akan mengakibatkan timbulnya redistribusi tegangan pada beban yang bekerja dan kemudian mengakibatkan terjadinya peningkatan lendutan (*deflection*).

Susut didefinisikan sebagai perubahan volume yang tidak berhubungan dengan beban. Jika dihalangi secara merata, proses susut dalam beton akan menimbulkan deformasi yang umumnya bersifat menambah deformasi rangkak.

Berbagai eksperimen menunjukkan bahwa deformasi rangkak akan sebanding dengan tegangan yang bekerja. Hal ini berlaku pada keadaan tegangan yang rendah. Batas atas tidak dapat ditentukan dengan pasti, tetapi berkisar antar 0,2 dan 0,5 dari kekuatan batas kekuatannya ($f'c$). Variasi batas ini diakibatkan oleh besarnya retak mikron diatas sekitar 40% dari beban batas (Nawy, 1985:50).

Proses rangkak selalu dihubungkan dengan susut karena keduanya terjadi bersamaan dan sering kali memberikan pengaruh yang sama terhadap deformasi. Pada umumnya, beton yang semakin tahan terhadap susut akan mempunyai kedenderungan rangkak yang rendah, sebab kedua

fenomena ini berhubungan dengan proses hidrasi pada semen. Rangkak dipengaruhi oleh komposisi beton, kondisi lingkungan, ukuran benda uji atau elemen struktur. Pada prinsipnya rangkak merupakan fenomena yang bergantung pada beban sebagai fungsi waktu.

8. Kuat Tarik

Kuat tarik beton bervariasi antara 8% sampai 15% dari kuat tekannya. Alasan utama dari kuat tarik yang kecil ini adalah kenyataan bahwa beton dipenuhi oleh retak-retak halus. Retak-retak ini tidak berpengaruh besar bila beton menerima beban tekan menyebabkan retak menutup sehingga memungkinkan terjadinya penyakuran tekanan. Jelas ini tidak terjadi bila balok menerima beban tarik.

Meskipun biasanya diabaikan dalam perhitungan desain, kuat tarik tetap merupakan sifat penting yang mempengaruhi ukuran beton dan seberapa retak yang terjadi. Selain itu, kuat tarik dari batang beton diketahui selalu akan mengurangi jumlah lendutan. Karena kuat tarik beton tidak besar, maka diperkirakan **Modulus Elastisitas tarik beton sama dengan modulus elastisitas tekan betonnya.**

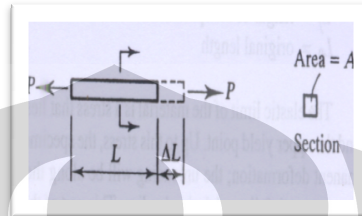
2.1.2 Baja

Baja merupakan bahan yang mempunyai sifat struktur yang baik. Baja mempunyai kekuatan yang tinggi dan sama kuat pada kekuatan tarik maupun tekan dan oleh karena itu baja adalah elemen struktur yang memiliki batasan sempurna yang akan menahan beban jenis tarik aksial, tekan aksial, dan lentur dengan fasilitas yang hampir sama. Berat jenis baja tinggi, tetapi perbandingan antara kekuatan terhadap beratnya juga tinggi sehingga komponen baja tersebut tidak terlalu berat jika dihubungkan dengan kapasitas muat bebannya, selama bentuk-bentuk struktur yang digunakan menjamin bahwa bahan tersebut dipergunakan secara efisien.

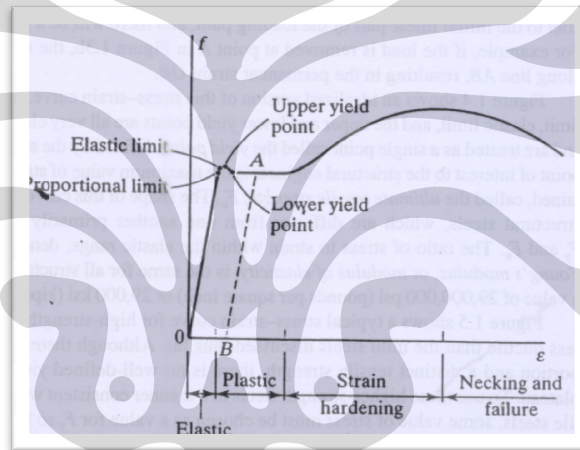
Sifat dan karakteristik baja :

Sifat-sifat kemampuan baja sangat penting untuk diketahui sebelum melakukan desain struktur baja. Dengan mengetahui hal ini diharapkan hasil pendesainan tersebut sesuai dengan yang diharapkan.

Dari hasil uji tarik (pada gambar 2.2) didapat kurva tegangan-regangan seperti dibawah ini :



Gambar 2.2. Beban Aksial yang Bekerja dan Menyebabkan Regangan



Gambar 2.3. Kurva Tegangan dan Regangan

Kurva tegangan dan regangan didapat dari :

Dimana : f = tegangan aksial

A = luas penampang properties

ϵ = regangan aksial

L = panjang penampang

ΔL = perubahan panjang

Keterangan dari kurva tersebut :

- **Elastic Range**

Ketika baja dibebani, baja akan bertambah tegangannya tanpa mengalami regangan permanen, sehingga jika beban dihilangkan maka baja akan kembali ke kondisi semula (kembali ke nol dan tidak terdapat regangan sisa). Pada kondisi ini baja masih bersifat elastic.

- **Plastic Range**

Pada *plastic range* elemen akan mengalami pertambahan regangan tanpa diikuti oleh penambahan tegangan. Jadi tegangan tidak proporsional terhadap regangan, dan jika beban dihilangkan regangan tidak kembali ke nol (masih tersisa regangan).

- **Strain Hardening**

Setelah *plastic range* baja akan mengalami *strain hardening* yaitu adanya pertambahan regangan seiring dengan pertambahan tegangan. Kemiringan kurva pada daerah *strain hardening* (E_d) besarnya kira-kira 0.04 E. Sedangkan regangan *strain hardening* besarnya adalah 10 kali dari regangan leleh (ϵ_y).

- **Necking and Failure**

Penampang baja (pada lokasi tertentu) mengecil. Hal ini dikarenakan tegangan geser yang menyebabkan *slip planes formed*. Selanjutnya baja akan putus atau *fracture*.

Dari kurva tegangan dan regangan (gambar 2.3) didapat beberapa karakteristik baja yaitu :

1. Modulus Elastisitas

Kemiringan garis OA pada kurva tegangan dan regangan menyatakan Modulus Elastisitas (E). Harga dari modulus elastisitas baja adalah berkisar antara 28.000 ksi sampai 30.000 ksi. Pada umumnya diambil sebesar 29.000 ksi. Sedangkan dalam SI, harga E baja adalah 200.000 Mpa.

2. Daktilitas

Daktilitas baja atau kemampuan baja untuk berdeformasi secara inelastic dinyatakan dengan perbandingan antara regangan *strain hardening* (ϵ_d) dengan regangan leleh (ϵ_y).

3. *Poisson's Ratio*

Besarnya *Poisson's Ratio* didapat dari perbandingan terbalik regangan longitudinalnya. Untuk baja pada daerah elastis nilainya 0.3 sedangkan untuk daerah inelastis nilainya 0.5

4. Koefisien Temperatur (α)

Koefisien temperatur merupakan perbandingan antara regangan dengan satuan temperatur. Untuk baja koefisien temperaturnya adalah $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

5. Modulus Geser (*Shear Modulus*)

Modulus geser merupakan perbandingan antara tegangan geser dan regangan geser pada kondisi elastis. Besarnya dinyatakan sebagai berikut :

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

6. Tegangan Leleh (*Yield Stress*)

Merupakan tegangan yang terjadi pada saat regangan sama dengan 0.002 (2%). Baja tersebut mengalami leleh dan berdeformasi permanen.

Kondisi ini terjadi jika : $f = f_y$

Berikut merupakan perbandingan sifat dan karakteristik antara baja dan beton :

Tabel 2.3. Sifat dan Karakteristik Beton dan Baja

No.	Beton	Baja
1	Getas	Daktail
2	Modulus Elastisitas $4700\sqrt{f'_c}$ (Mpa)	Modulus Elastisitas 200.000 Mpa
3	<i>Poisson's Ratio</i> (0.15-0.20)	<i>Poisson's Ratio</i> (0.30-0.50)
4	Koefisien Temperatur ($11 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	Koefisien Temperatur ($12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)
5	Kuat Tekan	Modulus Geser
6	Kuat Tarik (8%-15% dari Kuat Tekan)	Tegangan Leleh/ <i>yield stress</i>
7	Rangkas dan Susut	<i>Strain Hardening</i>

2.2 Rectangular Holow Structural Section

Kriteria desain untuk lingkaran atau segi-empat *rectangular hollow structural sections* (RHSS) digunakan sebagai bagian dari struktur dalam suatu bangunan di jelaskan dalam AISC “*Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections*”. Perlu diingat bahwa dalam spesifikasi RHSS, pada saat mendesain, ketebalannya tidak diketahui maka digunakan 0,93 dari ketebalan nominal. Pada saat air dapat masuk ke dalam, baik pada saat proses konstruksi atau pada saat pemeliharaan, bagian dari RHSS harus tertutup, dan memiliki lubang saluran pada dasar/atau bagian paling bawah.

1. Beban

Kombinasi pembebanan pada AISC LRFD Specification dapat di gunakan juga untuk HSS. Bagaimanapun, beban angin yang bekerja pada area HSS dapat dikurangi dengan pemakaian dari elemen yang tipis dari HSS tersebut. Dengan mengalikan beban angin dengan factor reduksi, R_f :

Untuk lingkaran HSS, $R_f = \frac{2}{3}$

Untuk segi-empat HSS dengan jari-jari bagian luar lebih besar dari atau sama dengan 0.05 kali lebar (B), maka beban angin akan bekerja pada bagian yang pendek (B),

$R_f = 0.4 + 0.6B/H \leq \frac{2}{3}$, dimana H adalah kedalaman dari RHSS

Untuk RHSS untuk kondisi lain, $R_f = 1.0$

2. Axial Tension

LRFD design untuk *Axial Tension* untuk RHSS sama dengan untuk material lainnya. Hal ini berdasarkan pada batas leleh (*limit states of yielding*) dari *gross section* dan retak (*fracture*) dari *effective net section*. Area efektif dapat dicari dengan mengalikan area (A) dengan faktor U. Untuk sambungan yang di las diseluruh bagian, $A = A_g$ dimana A_g adalah *Gross area* dan $U = 1$. Untuk sambungan dengan *concentric gusset plate* penyambung, $A = A_n$, dimana Net Area, A_n pada ujung dari pelat adalah *Gross area* dikurangi ketebalan dan total kedalaman dari material, dan $U = 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$. Dimana \bar{x} jarak garis tegak lurus dari las ke pusat dari area *cross-section*.

Untuk lingkaran HSS dengan *single concentric gusset plate*, $\bar{x} = D/\pi$.

Untuk RHSS dengan *single concentric gusset plate*,

$$\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$$

Untuk sambungan dengan RHSS dan sepasang *gusset plate*,

$A = A_g$ dimana A_g adalah gross area dan nilai $U = 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$ dikali

dengan nilai $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$

Dimana :

L = panjang sambungan pada arah pembebanan

D = diameter luar dari lingkaran HSS

B = lebar dari RHSS

H = tinggi dari RHSS

Nilai yang lebih besar dari U diijinkan pada saat telah dinyatakan dalam tes atau kriteria yang rasional. Untuk susunan *end-connection* yang lain, nilai U harus diperoleh dari tes atau kriteria rasional.

3. *Local Buckling* dari RHSS

Seperti material lainnya RHSS juga mengalami *local buckling* pada saat tertekan oleh gaya aksial atau momen. Tabel 2.3 menunjukkan batas untuk *compact section*, λ_r dan *non-compact section*, λ_p . λ_r menunjukkan *slender-element section*. Untuk desain dengan analisa plastis, λ_p dibutuhkan untuk *compact section* dimana lebih keras seperti yang terlihat pada Tabel 2.3. Selain itu, untuk menghitung efek siklis, maka dibutuhkan AISC “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” yang akan diaplikasi pada gaya seismik.

Tabel 2.3. Klasifikasi dari bentuk HSS dengan rasio kelangsingan, λ

Deskripsi ^a	Compact, λ_p	Noncompact, λ_r
Lingkaran HSS, D/t;^b		
Pada tegangan aksial		$0.0114E / F_y$
Pada <i>flexure</i>	$0.0714E / F_y$	$0.309E / F_y$
Pada desain plastis	$0.0448E / F_y$	
Dinding dari persegi HSS, b/t atau h/t;		
In uniform compression	$1.12\sqrt{E / F_y}$	$1.40\sqrt{E / F_y}$
Pada desain plastis	$0.939\sqrt{E / F_y}$	
Dinding dari persegi HSS, h/t;		
Pada tegangan <i>flexural</i>	$3.76\sqrt{E / F_y}$	$5.70\sqrt{E / F_y}$
Pada kombinasi tegangan aksial dan <i>flexural</i>	^c	$5.70\sqrt{E / F_y} \left(1 - \frac{0.75P_u}{\phi_b P_y} \right)$

^adefinisi : D = diameter luar, t = ketebalan dinding, b = jarak bersih antara badan kurang jari-jari bagian dalam pada setiap badan, h = jarak bersih antara sayap kurang jari-jari bagian dari tiap badan. Jika sudut jari-jari tidak diketahui, maka b sebagai lebar keseluruhan -3t dan h sebagai tinggi keseluruhan -3t

^bD/t harus lebih kecil dari atau sama dengan $0.448E/F_y$

^cuntuk $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$

$$3.76\sqrt{E/F_y} \left(1 - \frac{2.75P_u}{\phi_b P_y} \right) \quad (2.3)$$

untuk $P_u/\phi_b P_y > 0.125$

$$1.12\sqrt{E/F_y} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq 1.49\sqrt{E/F_y}$$

(2.4)

dimana, E = modulus elastisitas (29.000ksi), F_y = tegangan leleh (ksi),

P_u = kekuatan yang diperlukan (kips), $P_y = F_y A$ (kips), dan $\phi_b = 0.9$

4. Axial Compression

Faktor panjang efektif juga dapat dihitung dari analisa rasional atau dapat diambil dari yang sudah ditetapkan dalam AISC untuk spesifikasi HSS. Kekuatan desain untuk *flexural buckling* dapat dihitung dengan prosedur dengan menggunakan persamaan :

$$\phi P_n = 0.85 A_g F_{cr} \quad (2.5)$$

Dimana untuk kolom komposit

$$\lambda_c \leq 1.5 \quad ; \quad F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_{my}$$

$$\lambda_c > 1.5 \quad ; \quad F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_{my}$$

dimana :
$$\lambda_c = \left(\frac{KL}{r_m \pi} \right) \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}}$$

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} \left(\frac{A_r}{A_g} \right)$$

$$E_m = E + c_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_g} \right)$$

r_m = jari-jari girasi dari baja, $\text{in} \leq 0.3$ dari ketebalan keseluruhan dari luas komposit pada bagian dari buckling untuk baja

A_c = luas dari beton, (in^2)

A_r = area dari *longitudinal reinforcement*, (in^2)

E_c = modulus elastisitas dari beton, (ksi)

F_{yr} = tegangan leleh minimum dari *longitudinal reinforcement*, (ksi)

$c_1 = 1.0$, $c_2 = 0.85$, $c_3 = 0.4$ (untuk komposit segi-empat)

Tetapi, dalam mencari nilai tegangan kritis, F_{cr} , faktor Q juga mempengaruhi efek dari *local buckling*. Ketentuan untuk spesifikasi HSS adalah sebagai berikut ;

untuk $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$; $F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2})F_y$

untuk $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$; $F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y$

untuk semua HSS dengan nilai $\lambda \leq \lambda_r$, maka $Q = 1$

untuk lingkaran HSS dengan nilai $\lambda > \lambda_r$, tetapi $< 0.448E/F_y$ maka

$$Q = \frac{0.0379E}{F_y \left(\frac{D}{t} \right)} + \frac{2}{3}$$

untuk RHSS dengan nilai $\lambda > \lambda_r$ maka $Q = \frac{A_{eff}}{A_g}$. A_{eff} adalah jumlah dari

efektif area dari sisi. Efektif area dari tiap sisi sama dengan ketebalan lebar efektif, b_e yaitu ;

$$b_e = 1.91t \sqrt{\frac{E}{f} \left[1 - \frac{0.381}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right]} \leq b, \text{ dimana } b \text{ adalah jarak antara sisi yang}$$

berlawanan dikurangi dengan 2 kali jari-jari dalam dan $f = P_u/A_g$.

5. Flexure

Kekuatan desain *flexural* dari HSS adalah $\phi_b M_n$ dimana $\phi_b = 0.9$. Baik

untuk bentuk lingkaran atau persegi, $\phi_b M_n = M_p = F_y Z$ pada saat $\lambda < \lambda_p$

Kekuatan bentuk persegi dalam kisaran kelangsingan dari compact dan non-compact ditunjukkan dalam tahap momen plastis M_p dan momen leleh $M_r = F_y S$.

$$\text{Untuk } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad ; M_n = \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right]$$

$$\text{Untuk } \lambda > \lambda_r \quad ; M_n = F_y S_{eff}$$

dimana S_{eff} = *Section modulus* efektif dengan lebar efektif dari sayap tertekan yaitu;

$$b_e = 1.91t \sqrt{\frac{E}{F_y} \left[1 - \frac{0.381}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right]} \leq b$$

Tidak ada batas atau *unbraced length* dari *flexural* untuk struktur HSS yang didesain dengan analisa elastis. Untuk desain dengan analisa plastis, AISC “*Spesification for the Design of Steel Hollow Structural Section*” menentukan pembatasan pada *unbraced length* berdekatan dengan lokasi engsel plastis untuk bentuk persegi bengkak terhadap sumbu utama. Untuk desain seperti ini memerlukan bentuk yang *compact*.

6. Transverse Shear

Kekuatan desain geser dari HSS adalah $\phi_v V_n$ dimana $\phi_b = 0.9$. Untuk bentuk persegi, dicari terlebih dahulu *web area*, $A_w = 2Ht$ dimana H adalah tinggi keseluruhan.

Kekuatan geser nominal ; $V_n = F_y A_w$

Ketahanan geser dari tegangan geser, F_n diperoleh sebagai berikut, tergantung rasio dari tinggi per ketebalan sisi, h/t

$$\text{Untuk } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; F_n = 0.6F_y$$

$$\text{Untuk } 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; F_n = \frac{0.6F_y (2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}})}{h/t}$$

$$\text{Untuk } 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 260 \quad ; F_n = \frac{0.458\pi^2 E}{(h/t)^2}$$

7. Torsi

Kekuatan desain torsi adalah $\phi_T T_n$ dimana $\phi_b = 0.9$.

$T_n = F_{cr} C$, dimana C adalah konstanta torsi untuk HSS dan F_{cr} adalah tegangan geser kritis.

Untuk bentuk segi-empat ; $C \approx 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$

Dan nilai F_{cr} tergantung pada nilai h/t berikut ini :

$$\text{Untuk } \frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; F_n = 0.6F_y$$

$$\text{Untuk } 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; \quad F_n = \frac{0.6F_y(2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}})}{h/t}$$

$$\text{Untuk } 3.07\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 260 \quad ; \quad F_n = \frac{0.458\pi^2 E}{(h/t)^2}$$

2.3 Teori Penampang Komposit

Struktur komposit adalah struktur yang terbentuk dari gabungan material atau lebih, yang bekerja sebagai satu kesatuan untuk menahan beban. Struktur komposit yang sering digunakan hingga saat ini adalah struktur komposit baja-beton. Untuk menambah kemampuan dari profil baja untuk menahan tekan, umumnya digunakan beton sebagai material komposit karena memiliki kemampuan menahan tekan yang sangat baik. Penampang gabungan ini dinamakan penampang komposit yang diharapkan berperilaku lebih baik dari pada material awalnya. Secara umum keuntungan dari perencanaan struktur bangunan dengan menggunakan material komposit yaitu penghematan berat baja, penampang balok baja dapat lebih rendah, kekakuan lantai meningkat, panjang bentang untuk batang tertentu dapat lebih besar, kapasitas pemikul beban meningkat.

Pertimbangan digunakannya balok kolom baja profil *Rectangular Hollow Section (RHS)* pada struktur bangunan rumah sakit Universitas Indonesia karena baja profil ini memiliki kelebihan-kelebihan jika dibandingkan dengan profil lain diantaranya :

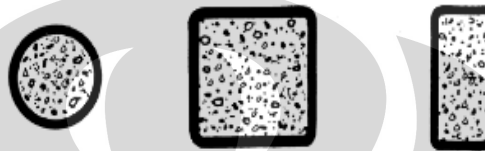
1. Jari-jari girasi yang besar pada kedua arah sumbu.
2. Memiliki kekakuan pada kedua arah utama, hal ini cocok untuk struktur portal yang umumnya memiliki momen pada dua arah utama.
3. Bentuk penampang melintangnya efektif untuk menahan momen torsi bila dibandingkan dengan profil lain.
4. Bagian dalamnya yang diisi beton untuk menambah kekuatan struktur dan *fire resistance time*.
5. Lebih efisien untuk menerima gaya aksial pada rangka batang.

6. Dibanding dengan profil I dengan ukuran yang sama, profil ini memiliki luas $\frac{2}{3}$ lebih kecil sehingga akan lebih efisien.
7. Bentuknya yang mempunyai sudut yang lebih sedikit akan mempermudah proses pengecatan dan proses penyambungannya
8. Kekakuan dan daya tahan lateralnya yang besar akan mempermudah proses pengangkutannya ke lokasi dan akan lebih stabil saat dibangun
9. Untuk kerangka tiang structural, luasan permukaan dapat menyalurkan beban yang besar dengan beban profilnya yang kecil tanpa mengurangi bentuk artistiknya.

Sedangkan keuntungan dari penggunaan penampang komposit baja persegi beton (*Rectangular Hollow Structural Section*) adalah :

1. Tingginya kemampuan menerima beban sehingga dapat mereduksi dimensi dari balok/kolom dan menghasilkan pengurangan material yang dipergunakan.
2. Pada pemakaian di kolom/balok tidak membutuhkan penulangan dibagian betonnya, karena dinding baja dapat berfungsi sebagai tulangan, dan pelindung beton, sehingga beton di dalam baja persegi selalu dalam keadaan *confined*.
3. Perilaku kapasitas rotasi yang baik, dimana sangat menguntungkan untuk kebutuhan desain *ductile* gempa.
4. Perilaku tahan api yang lebih baik dibandingkan material baja saja.
5. Pelaksanaan konstruksinya dapat lebih cepat karena tidak perlu lagi dipasang bekisting, dan mencegah mengelupasnya beton mengakibatkan pengurangan luasan beton, sehingga berpengaruh pada kekuatannya.
6. Inti beton mencegah tekuk normal/*normal buckling* pada kolom.
7. Permukaannya yang halus akan mempermudah pengecatan.
8. Tersedianya baja dalam berbagai bentuk dan mutu yang sangat cocok untuk struktur bentang pendek maupun panjang.
9. Lebih gampang direhabilitasi, diperkuat, dimodifikasi, dan diperluas sesuai keinginan.

10. Di daerah kondisi tanah yang jelek, penggunaan konstruksi baja dapat mereduksi biaya pondasi karena lebih ringan 25% sampai dengan 30% dibanding struktur beton bertulang lainnya, terutama jika menggunakan basement.
11. *Quality control* lebih terjamin dengan pembuatan komponen yang lebih banyak dilaksanakan di pabrik.
12. Secara umum material dan pengerjaan konstruksi akan lebih efisien



(b) CONCRETE FILLED COMPOSITE SECTIONS

Gambar 2.4. Komposit *Hollow Structural Section*

2.4 Sistem Dinamik

Getaran merupakan gerakan isolasi dari benda yang disebabkan oleh gaya. Semua benda yang memiliki massa dan elastisitas dapat bergetar bila mendapat gangguan dari luar berupa gaya. Getaran dapat dibedakan menjadi dua yaitu getaran bebas dan getaran paksa.

a. Getaran bebas

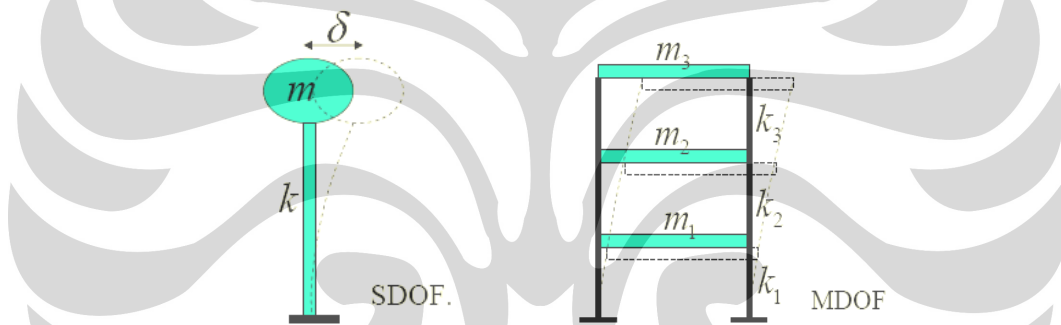
Getaran bebas adalah getaran yang terjadi bila suatu sistem tersebut tanpa ada gaya luar. Sistem ini akan memiliki frekuensi alaminya akibat getaran bebas yang dipengaruhi oleh besarnya massa dan kekakuan atau elastisitas. Getaran bebas terjadi ketika suatu struktur bergerak-gerak oleh kerja gaya yang tidak tergantung waktu.

b. Getaran paksa

Getaran paksa adalah getaran akibat beban luar, sistem berisolasi pada frekuensi gaya luarnya. Sehingga pada sistem terdapat dua getaran akibat dua frekuensi yang bekerja, yaitu frekuensi alami sistem dan frekuensi gaya luar pada sistem. Getaran paksa terjadi bila gaya bolak-balik atau gerakan diterapkan pada sistem mekanis. Contohnya gempa bumi.

Jika frekuensi gaya luar sama dengan frekuensi alami sistem, maka pada sistem tersebut akan mengalami resonansi yang dapat menyebabkan getaran yang besar dan berbahaya bagi sistem. Maka perhitungan frekuensi alami sistem sangat mendasar dalam analisis getaran. Diperlukan pemodelan dalam menganalisa respon struktur terhadap beban gempa.

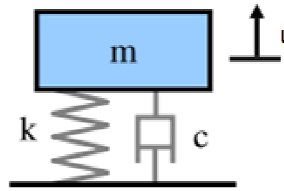
Pada bab ini, penulis akan memperkenalkan prinsip dari sistem dinamika struktur pada analisa respon gempa bumi yang dimulai dengan respon *Single Degree of Freedom (SDOF)* dilanjutkan dengan respon struktur *Multi Degree of Freedom (MDOF)*. Prinsip struktur suatu bangunan merupakan respon struktur *Multi Degree of Freedom (MDOF)*. Akan tetapi, untuk memudahkan dalam hal menganalisanya perlu dilakukan generalisasi dari *Multi Degree of Freedom (MDOF)* menjadi *Single Degree of Freedom (SDOF)*.



Gambar 2.5. Pemodelan SDOF dan MDOF

2.4.2 Sistem Dinamik dengan Satu Derajat Kebebasan

Struktur yang paling sederhana adalah struktur dengan satu derajat kebebasan. Pada bangunan dengan satu lantai, persamaan dinamikanya dengan satu derajat kebebasan. Persamaan gerak untuk sistem dengan satu derajat kebebasan atau yang dikenal dengan *single degree of freedom (SDOF)* dapat diperoleh dengan prinsip kesetimbangan dari gaya-gaya yang bekerja pada sistem tersebut. Gaya yang bekerja pada sistem yaitu gaya luar (gaya dinamik lateral) dan gaya-gaya yang disebabkan oleh getaran pada sistem tersebut, yang dipengaruhi oleh gaya inersia, gaya redaman dan gaya elastis atau kekakuan yang bekerja pada sistem, seperti yang dimodelkan dibawah ini :



Dengan m adalah massa, k adalah kekakuan sistem, dan c adalah redaman.

Dari gambar di atas dapat dibuat persamaan kesetimbangan dari gaya-gaya yang bekerja pada sistem, yaitu :

$$F_I + F_S + F_D = F(t) \quad (2.6)$$

Dimana F_I adalah gaya Inersia, F_S adalah gaya elastis, F_D adalah gaya redaman, dan $F(t)$ adalah beban dinamik lateral yang bekerja pada sistem. Gaya inersia, gaya elastis atau pegas, dan gaya redaman dapat diperoleh dari persamaan berikut:

$$F_I = m\ddot{u}(t) \quad (2.7)$$

$$F_D = c \dot{u}(t) \quad (2.8)$$

$$F_S = ku(t) \quad (2.9)$$

Maka dengan mensubstitusi persamaan (2.7), (2.8) dan (2.9) ke dalam persamaan (2.6) maka persamaan gerak sistem dengan satu derajat kebebasan adalah :

$$m\ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + ku(t) = F(t) \quad (2.10)$$

Dimana $\ddot{u}(t)$ = Percepatan fungsi dari waktu

$\dot{u}(t)$ = Kecepatan fungsi dari waktu

$u(t)$ = Perpindahan (*displacement*) fungsi dari waktu

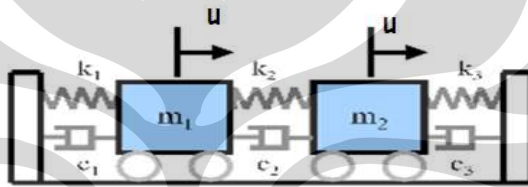
$F(t)$ = Beban dinamik lateral fungsi dari waktu

2.4.3 Sistem Dinamik dengan Banyak Derajat Kebebasan

Frekuensi alami yang dimiliki suatu struktur memiliki jumlah yang sama dengan jumlah derajat kebebasan pada suatu struktur. Sedangkan sebenarnya struktur memiliki jumlah derajat kebebasan yang tidak terhingga, maka untuk dapat memudahkan dalam menganalisa dan melakukan perhitungan dari struktur, derajat kebebasan yang terjadi pada struktur tersebut harus dibatasi. Cara membatasi derajat kebebasan struktur ini adalah dengan memodelkan struktur dengan sistem lump mass dengan mengasumsikan bahwa derajat kebebasan yang

terjadi pada struktur searah dengan gaya luar yang bekerja pada sistem tersebut. Pada pemodelan *lump mass* itu sebuah bangunan gedung jumlah derajat kebebasan sama dengan banyak lantai bangunan, dengan massa lantai dan beban-beban yang terjadi pada lantai yaitu beban mati dan beban mati dianggap menjadi satu massa yang terkumpul pada setiap lantai. Maka semakin banyak jumlah lantai maka akan semakin banyak jumlah derajat kebebasan pada suatu bangunan.

Persamaan gerak untuk sistem dengan banyak derajat kebebasan *multi degree of freedom* (MDOF), diperoleh dari prinsip keseimbangan gaya-gaya yang bekerja pada sistem tersebut yaitu gaya luar, gaya inersia, gaya elastik pegas, dan gaya redaman.



Pada sistem banyak derajat kebebasan, persamaan gerak yang terjadi dipengaruhi oleh letak setiap komponen. Pada gambar di atas merupakan sistem banyak derajat kebebasan dan dari gambar tersebut didapat persamaannya sebagai berikut :

$$(k_1 + k_2)u_1 + (c_1 + c_2)\dot{u}_1 - k_2u_2 - c_2\dot{u}_2 + m_1\ddot{u}_1 = F_1(t) \quad (2.11)$$

$$(k_2 + k_3)u_2 + (c_2 + c_3)\dot{u}_2 - k_3u_3 - c_3\dot{u}_3 + m_2\ddot{u}_2 = F_2(t) \quad (2.12)$$

$$k_3u_3 + c_3\dot{u}_3 + m_3\ddot{u}_3 = F_3(t) \quad (2.13)$$

sedangkan dalam bentuk matriks :

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} u + \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 & 0 \\ -c_2 & (c_2 + c_3) & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \dot{u} + \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \ddot{u} = F(t)$$

2.5 Analisa Struktur Dinamik

Kerusakan struktur yang diakibatkan oleh gempa, diakibatkan oleh tidak mampunya struktur merespon getaran yang diakibatkan oleh gempa tersebut. Selama ini analisa struktur yang dilakukan yaitu hanya dengan menggunakan

beban statik. Seharusnya yang diperhitungkan adalah beban dinamik, karena beban akibat suatu getaran akan direspon menurut waktunya.

Dinamik dapat didefinisikan sebagai perubahan waktu. Sehingga beban dinamik adalah setiap beban yang besar yang posisinya berubah-ubah menurut waktu. Pada perencanaan tahan gempa, istilah analisa dinamik dapat diartikan sebagai dua cara perhitungan, yaitu :

1. Superposisi mode atau superposisi ragam respon spektrum (*Response Spectra Analysis*). Pada metode analisis ini, respon struktur diasumsikan berada pada wilayah linear elastis, dan berubahnya waktu dihilangkan dari solusi ini.
2. Analisis riwayat waktu dari dua model matematis atau bangunan terhadap gaya gempa tertentu (*Time History Analysis*).

Analisa ragam respon spektrum sangat efektif untuk menghitung respon sembarang struktur yang linear elastis, sedangkan analisa riwayat waktu (*Time History*) dapat dipakai untuk bangunan-bangunan baik yang berada pada daerah linear maupun non linear. Untuk menghitung respon terhadap sembarang *loading history* (beban yang disebabkan oleh gempa bumi), harus dilakukan proses integrasi numerik dan analisa yang dilakukan langkah demi langkah dengan memakai kondisi pada akhir suatu interval waktu sebelumnya sebagai kondisi awal untuk menghitung interval waktu berikutnya.

2.6 Analisa Struktur Dinamik Riwayat Waktu Non linear (*NON LINEAR TIME HISTORY ANALYSIS*)

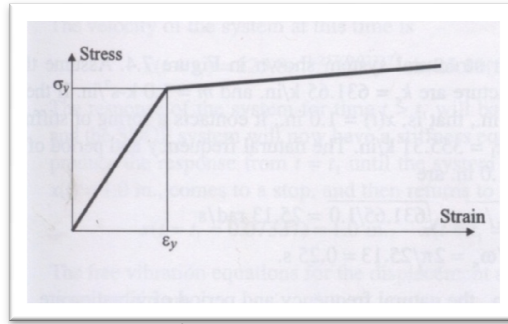
Analisa riwayat waktu adalah suatu cara analisa dinamik struktur, dimana model matematik dari struktur dikarenakan riwayat waktu dari gempa-gempa hasil pencatatan atau dari gempa-gempa tiruan. Analisa riwayat waktu juga merupakan analisa yang memberlakukan riwayat waktu dari beban dinamik pada model struktur. Sedangkan menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-1989), analisa struktur dinamik riwayat waktu adalah suatu cara analisis untuk menentukan riwayat waktu respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh (linear) maupun elasto-plastis (non-linear) terhadap gerakan tanah akibat gempa rencana

sebagai data masukan, di mana respons dinamik dalam setiap interval waktu dihitung dengan metoda integrasi langsung.

Analisa ini diterapkan untuk struktur linear (analisa elastis) maupun struktur non linear (analisa inelastis). Namun umumnya analisa ini digunakan untuk struktur non linear. Pada analisa ini, respon struktur yang didapatkan merupakan fungsi waktu yang didapatkan dengan mengintegrasikan langsung persamaan dinamik. Ada dua jenis metode yang dapat digunakan, yaitu metode analitik dan metode numerik. Salah satu metode integrasi analitik yang umum digunakan adalah integrasi *Duhamel*. Sedangkan untuk integrasi numerik ada banyak metode integrasi yang digunakan antara lain : metode *Euler*, *Runge Kutta*, *Domen Prince* dll.

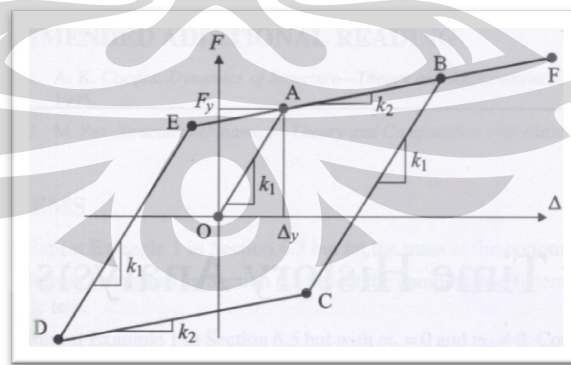
Akselerogram gempa masukan yang ditinjau dalam analisis respon dinamik linear dan non linear riwayat waktu, harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi, topografi, dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Untuk mengurangi ketidakpastian mengenai kondisi lokasi ini, paling sedikit harus ditinjau 4 buah akselerogram dari 4 buah gempa yang berbeda, salah satunya harus diambil akselerogram gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 18 Mei 1940 di California. Keempat gempa yang didapat kemudian dimodifikasi riwayat waktu gempa yang sesungguhnya untuk menghasilkan suatu gempa rencana yang menghasilkan respons spektrum yang konsisten dengan respons spektrum dalam peraturan gempa. Gempa El Centro dianggap sebagai standar karena akselerogramnya mengandung frekuensi yang lebar, tercatat pada jarak sedang dari pusat gempa dengan magnitudo yang sedang pula (tidak ekstrim).

Respon setiap struktur suatu bangunan terhadap gaya gempa akan menghasilkan deformasi pada satu atau lebih elemen struktural dimana akan melewati batas leleh (*yield limit*). Oleh karena itu, struktur suatu bangunan akan merespon gaya tersebut dalam suatu hubungan non linear antara gaya (*force*) dan deformasi. Penyelesaian matematika yang kompleks akan meluaskan linear menjadi non linear.



Gambar 2.10. Hubungan Tegangan vs Regangan

Dari balok kantilever baja pada gambar 2.11 diasumsikan dimana kurva tegangan vs regangan. Dari baja pada gambar 2.11. pada gaya yang makin besar hanya diberikan pada ujung dari batang menyebabkan pertambahan momen yang bertambah besar juga. Teori dari kekuatan material balok diasumsikan bahwa variasi dari regangan suatu material berbagai bentuk akan bernilai nol pada garis netral dan akan bertambah dalam hubungan yang linear dengan jarak terhadap garis netral. Hal demikian sering disebut "*plane cross-sections remain plane*". Oleh karena itu, gaya pada ujung dari kantilever semakin besar maka regangan pada baja juga ikut bertambah besar. Karena hubungan tegangan-regangan dari baja menunjukkan hubungan yang linear maka pada saat regangan mencapai regangan leleh (ϵ_y), hubungan dari gaya dan deformasi pada ujung kantilever merupakan fungsi linear.



Gambar 2.11. Aplikasi Gaya vs Defleksi Vertikal

Gambar 2.12 menunjukkan gaya vs defleksi vertikal pada ujung kantilever. Kurva pada area O-A merupakan kurva yang linear. Jika gaya lebih kecil dari F_y

atau gaya leleh, maka regangan dari baja akan lebih kecil dari regangan leleh (ϵ_y) dan momen pada cross-section yang terjadi juga akan lebih kecil (M_y). Momen leleh (M_y) adalah momen yang dibutuhkan pada cross-section dari baja untuk menghasilkan regangan pada baja dari garis netral sama dengan regangan leleh. Oleh karena itu, jika gaya yang diberikan lebih kecil dari gaya lelehnya atau dengan kata lain defleksi pada ujung kantilever lebih kecil dari defleksi leleh (Δ_y) maka respon dari struktur akan berbentuk respon yang linear. Pada kondisi dimana gaya melampaui F_y maka regangan pada baja akan melebihi ϵ_y . Momen yang disebabkan dari gaya pada cross-section akan meningkat, maka defleksi yang terjadi juga akan naik dari titik A menuju B. Hubungan gaya-defleksi tidak mempengaruhi kekakuan (k_1) tetapi akan menciptakan suatu kekakuan yang baru (k_2). Jika suatu gaya dikurangi sebelum baja tersebut patah atau retak, maka hubungan gaya-defleksi ditunjukkan garis B-C. Kekakuan yang terjadi pada hubungan dapat dikatakan sebagai k_1 . Garis yang terjadi terus dari C-D, D-E dan E-F. Respon dari sistem seperti inilah yang disebut nonlinear karena kekakuan yang terjadi tidak selamanya sama dengan k_1 untuk semua amplitudo dari respon. Terdapat dua hal penting dalam sistem linear yaitu:

1. Kurva *envelope* atau kurva *backbone* yang ditunjukkan oleh kurva O-A-F
2. Hubungan *hysteresis*, yaitu suatu hubungan yang menunjukkan bagaimana suatu sistem melepaskan dan menambahkan beban dibawah kurva *backbone* yang ditunjukkan garis B ke C dan D ke E.

2.6.1 Respon *Single degree of freedom* dengan kekakuan nonlinear

Persamaan dari Linear sistem SDOF adalah :

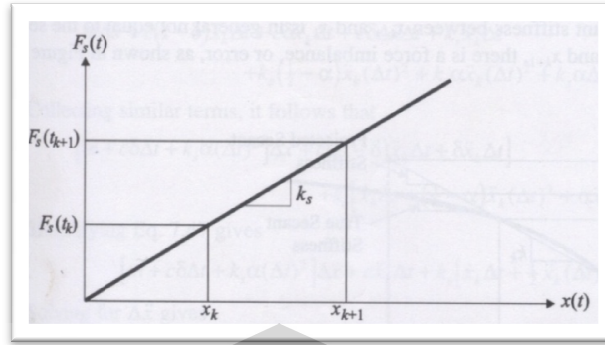
$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k_e u(t) = F_e(t) \quad (2.14)$$

Dimana k_e adalah kekakuan elastis untuk sistem linear, pada saat $t=t_k$ maka persamaan diatas dapat ditulis sebagai berikut :

$$m\ddot{u}_k + c\dot{u}_k + k_e u_k = F_k \quad (2.15)$$

Untuk penyederhanaan, $F_k = F_{ek} = F_e(t=t_k)$, pada saat $t=t_{k+1}$, maka

$$m\ddot{u}_{k+1} + c\dot{u}_{k+1} + k_e u_{k+1} = F_{k+1} \quad (2.16)$$



Gambar 2.12. Plot Gaya-Perpindahan dengan Kekakuan (*secant stiffness*)

Pada saat pemilihan metode analisis yang akan digunakan (*constant acceleration method, Newmark β -method, dll*), variasi waktu pada percepatan antara waktu t_k dan waktu t_{k+1} dapat diasumsikan sebagai bentuk yang spesifik, untuk variasi kecepatan dan perpindahan antara waktu t_k dan waktu t_{k+1} diperoleh dari suatu integrasi atau penggabungan. Contohnya adalah pada saat percepatan diasumsikan konstan, maka percepatan akan sebagai berikut :

$$\ddot{u}(t) = \ddot{u}(t_k) = \ddot{u}_k, \quad t_k \leq t \leq t_{k+1} \quad (2.17)$$

Diikuti dengan

$$\dot{u}_{k+1} = \dot{u}_k + \ddot{u}_k \Delta t \quad (2.18)$$

$$u_{k+1} = u_k + \dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \quad (2.19)$$

Pada *Newmark β -method*, nilai \dot{u}_{k+1} dan u_{k+1} adalah

$$\dot{u}_{k+1} = \dot{u}_k + (1 - \delta) \ddot{u}_k \Delta t + \delta \ddot{u}_{k+1} \Delta t \quad (2.20)$$

$$u_{k+1} = u_k + \dot{u}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right) \ddot{u}_k (\Delta t)^2 + \alpha \ddot{u}_{k+1} (\Delta t)^2 \quad (2.21)$$

Persamaan (2.14) menunjukkan gaya pada sistem yang dapat ditunjukkan sebagai berikut :

$$F_i(t) + F_d(t) + F_s(t) = F_e(t) \quad (2.22)$$

Dimana F_i , F_d , dan F_s masing-masing menunjukkan gaya inersia, damping dan kekakuan deformasi yang berhubungan dengan sistem, atau dapat ditulis

$$F_i(t) = m\ddot{u}(t) \quad (2.23)$$

Oleh karena itu, gaya inersia merupakan fungsi linear dari percepatan karena massa, m , tidak berubah sesuai waktu. Begitu juga dengan *damping* atau peredam merupakan suatu fungsi linear dari kecepatan dimana $F_d(t) = c\dot{u}(t)$. Maka diketahui bahwa gaya berhubungan dengan kekakuan dari sistem, apabila sistem merupakan linear sistem maka

$$F_s(t) = k_e u(t) \quad (2.24)$$

Dimana k_e bukan fungsi dari $x(t)$. Gambar 2.10 menunjukkan suatu sistem linear dari garis lurus yang menunjukkan hubungan gaya dengan perpindahan. Nilai dari kekakuan dari sistem linear adalah :

$$k_s = \left[\frac{F_s(t_{k+1}) - F_s(t_k)}{x_{k+1} - x_k} \right] \quad (2.25)$$

Jika persamaan diatas terselesaikan, maka k_e bukan merupakan suatu konstanta karena gaya dari sistem kekakuan bukan merupakan suatu fungsi yang linear dari perpindahan. Solusi khusus dibutuhkan untuk menyelesaikan masalah kekakuan nonlinear tersebut. Lihat Persamaan (2.15), tetapi sekarang digunakan untuk kekakuan nonlinear. Persamaan (2.15) dapat ditulis sebagai berikut :

$$m\ddot{u}_k + c\dot{u}_k + F_s u_k = F_k \quad (2.26)$$

Demikian juga dengan persamaan (2.16), dapat ditulis :

$$m\ddot{u}_{k+1} + c\dot{u}_{k+1} + F_s u_{k+1} = F_{k+1} \quad (2.27)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.26) dan (2.27) maka :

$$m[\ddot{u}_{k+1} - \ddot{u}_k] + c[\dot{u}_{k+1} - \dot{u}_k] + [F_s(x_{k+1}) - F_s(x_k)] = [F_{k+1} - F_k]$$

Dimana :

$$\Delta\ddot{u} = \ddot{u}_{k+1} - \ddot{u}_k \quad (2.28)$$

$$\Delta\dot{u} = \dot{u}_{k+1} - \dot{u}_k \quad (2.29)$$

$$\Delta F = F_{k+1} - F_k \quad (2.30)$$

$$\Delta F = F_s(x_{k+1}) - F_s(x_k) \quad (2.31)$$

Dimana nilai t_k dan t_{k+1} dapat ditulis $\Delta(\cdot)$, maka persamaan menjadi

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + \Delta F_s = \Delta F \quad (2.32)$$

Jika variasi dalam kekakuan yang berhubungan dengan gaya antara u_k dan u_{k+1} diasumsikan sebagai suatu fungsi yang linear maka :

$$F_s(x_{k+1}) = F_s(x_k) + \left[\frac{F_s(x_{k+1}) - F_s(x_k)}{x_{k+1} - x_k} \right] (x_{k+1} - x_k) \quad (2.33)$$

Maka diperoleh nilai kekakuan, k_s sebagai berikut :

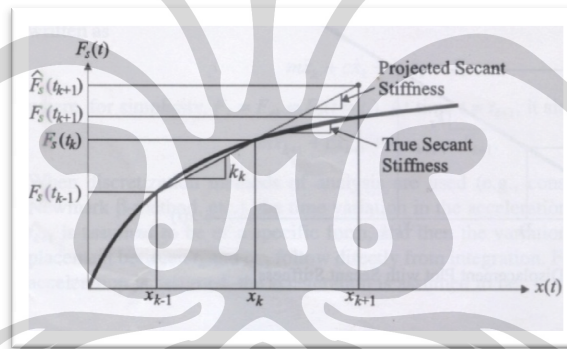
$$k_s = \left[\frac{F_s(x_{k+1}) - F_s(x_k)}{x_{k+1} - x_k} \right] = \frac{\Delta F_s}{\Delta x} \quad (2.34)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.34) kedalam persamaan (2.32) maka :

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + k_s\Delta x = \Delta F \quad (2.35)$$

Persamaan (2.35) dapat diselesaikan jika nilai k_s (*secant stiffness*) diketahui. Tetapi dalam hal ini, perpindahan (*displacement*) pada $t=t_{k+1}$ tidak diketahui. Prosedur untuk mendapatkan solusi untuk respon diharuskan memakai asumsi untuk nilai k_s dan dimana kemungkinannya adalah nilai k_s sama dengan nilai k_s yang digunakan pada tahap sebelumnya dapat disebut sebagai k_k .

$$k_s = k_k = \left[\frac{F_s(x_k) - F_s(x_{k-1})}{x_k - x_{k-1}} \right] \quad (2.36)$$



Gambar 2.13. Plot Gaya-Perpindahan dengan Kekakuan (secant stiffness)

Karena nilai k_s antara u_{k-1} dan u_k tidak sama dengan nilai k_s antara u_k dan u_{k+1} maka terdapat gaya yang tidak seimbang atau *error* seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.13. Perlu diingat bahwa $F_s(t_{k+1})$ adalah daya yang sebenarnya dan total dari keseluruhan gaya adalah $\hat{F} = (t_{k+1})$, maka dengan mensubstitusikan ke persamaan (2.35).

$$m\Delta\ddot{u} + c\Delta\dot{u} + k_k\Delta x = \Delta F \quad (2.37)$$

The constant acceleration method, Newmark β -method atau metode solusi numerikal yang lain dapat digunakan untuk menyelesaikan persamaan (2.35) atau

(2.37). Sebagai contoh digunakan *The constant acceleration method*. Untuk itu, persamaan (2.18) dan (2.19) dapat ditulis kembali

$$\Delta \dot{u} = \dot{u}_{k+1} - \dot{u}_k = \ddot{u}_k \Delta t \quad (2.38)$$

$$\Delta u = u_{k+1} - u_k = \dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \quad (2.39)$$

Substitusikan persamaan (2.38) dan (2.39) kedalam persamaan (2.35)

$$m \Delta \ddot{u} + c [\ddot{u}_k \Delta t] + k_s \left[\dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \right] = \Delta F \quad (2.40)$$

Maka akan dihasilkan

$$\Delta \ddot{u} = \left(\frac{\Delta F}{m} \right) - \left(\frac{c}{m} \right) [\ddot{u}_k \Delta t] - \left(\frac{k_s}{m} \right) \left[\dot{u}_k \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{u}_k (\Delta t)^2 \right] \quad (2.41)$$

Diikuti dengan nilai

$$u_{k+1} = u_k + \Delta u, \quad \dot{u}_{k+1} = \dot{u}_k + \Delta \dot{u}, \quad \ddot{u}_{k+1} = \ddot{u}_k + \Delta \ddot{u} \quad (2.42)$$

Nilai Δt berkurang, variasi dari perpindahan (*displacement*) juga berkurang dan perbedaan antara nilai dari *the true stiffness* dan *the project stiffness* juga akan berkurang. Perlu dicermati solusi untuk respon dapat diperoleh dengan menggunakan *Newmark β -method*. Dengan menulis kembali persamaan (2.20) dan (2.21)

$$\Delta \dot{u} = \dot{u}_{k+1} - \dot{u}_k = (1 - \delta) \ddot{u}_k \Delta t + \delta \ddot{u}_{k+1} \Delta t \quad (2.43)$$

$$\Delta u = u_{k+1} - u_k = \dot{u}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}_k (\Delta t)^2 + \alpha \ddot{u}_{k+1} (\Delta t)^2 \quad (2.44)$$

Substitusikan ke dalam persamaan (2.37)

$$m \Delta \ddot{u} + c [(1 - \delta) \ddot{u}_k \Delta t + \delta \ddot{u}_{k+1} \Delta t] + k_s \left[\dot{u}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}_k (\Delta t)^2 + \alpha \ddot{u}_{k+1} (\Delta t)^2 \right] = \Delta F \quad (2.45)$$

Perbandingan dari persamaan (2.40) dengan (2.45) menunjukkan perbedaan yang signifikan diman persamaan (2.40) hanya terdapat massa yang tidak diketahui (i.e., $\Delta \ddot{u}$). Oleh karena itu persamaan (2.45) dikembangkan lebih lanjut sehingga dapat menghasilkan solusi yang diinginkan. Dari persamaan (2.28) sampai (2.31)

$$\ddot{u}_{k+1} = \ddot{u}_k + \Delta \ddot{u} \quad (2.46)$$

Substitusikan persamaan (2.46) kedalam persamaan (2.45)

$$\begin{aligned} m\Delta\ddot{u} + c(1-\delta)\ddot{u}_k\Delta t + c\delta\ddot{u}_k\Delta t + c\delta\Delta\ddot{u}\Delta t + k_s\dot{u}_k\Delta t + \\ k_s\left(\frac{1}{2}-\alpha\right)\ddot{u}_k(\Delta t)^2 + k_s\alpha\ddot{u}_k(\Delta t)^2 + k_s\alpha\Delta\ddot{u}(\Delta t)^2 = \Delta F \end{aligned} \quad (2.47)$$

Disederhanakan menjadi

$$\begin{aligned} \left[m + c\delta\Delta t + k_s\alpha(\Delta t)^2 \right] \Delta\ddot{u} + c\left[(1-\delta)\ddot{u}_k\Delta t + \delta\ddot{u}_k\Delta t \right] + \\ k_s\left[\dot{u}_k\Delta t + \left(\frac{1}{2}-\alpha\right)\ddot{u}_k(\Delta t)^2 + \alpha\ddot{u}_k(\Delta t)^2 \right] = \Delta F \end{aligned} \quad (2.48)$$

$$\left[m + c\delta\Delta t + k_s\alpha(\Delta t)^2 \right] \Delta\ddot{u} + c\ddot{u}_k\Delta t + k_s\left[\dot{u}_k\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{u}_k(\Delta t)^2 \right] = \Delta F \quad (2.49)$$

Maka diperoleh nilai $\Delta\ddot{u}$:

$$\Delta\ddot{u} = \frac{\Delta F - c\ddot{u}_k\Delta t - k_s\left[\dot{u}_k\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{u}_k(\Delta t)^2 \right]}{m + c\delta\Delta t + k_s(\Delta t)^2} \quad (2.50)$$

Persamaan (2.50) memberikan solusi untuk mencari nilai $\Delta\ddot{u}$, dengan menggunakan persamaan (2.43) dan (2.44) maka dapat mencari nilai Δu dan $\Delta\dot{u}$.

Untuk nilai u_{k+1} dan \dot{u}_{k+1} dapat dicari dengan menggunakan persamaan (2.42).

Karena nilai u_{k+1} sudah dapat ditentukan, maka selanjutnya dapat dicari nilai k_s .

Nilai u_{k+1} dapat ditulis sebagai $u_{k+1}^{(1)}$, maka :

$$k_s^{(1)} = \left[\frac{F_s(x_{k+1}^{(1)}) - F_s(x_k)}{x_{k+1}^{(1)} - x_k} \right] \quad (2.51)$$

Solusi untuk nilai u_{k+1} (i.e., $u_{k+1}^{(1)}$) dapat diperoleh dengan menggunakan perhitungan untuk mencari nilai k_s dari nilai k_s pada tahap sebelumnya (persamaan (2.36)). Oleh karena itu, nilai $u_{k+1}^{(1)}$ merupakan nilai yang tidak pasti. Jika persamaan (2.51) digunakan dalam persamaan (2.45) sampai persamaan (2.50), maka akan didapatkan nilai untuk u_{k+1} . Hal ini menunjukkan suatu pengulangan dari suatu solusi. Jika nilai u_{k+1} , \dot{u}_{k+1} , dan \ddot{u}_{k+1} didapatkan secara berulang-ulang dimana nilainya mendekati nilai yang diperoleh pada solusi awal, lalu selanjutnya dapat menghitung respon pada t_{k+2} yang diberikan pada saat perhitungan respon t_{k+1} . Bagaimanapun, jika respon dari pengulangan dengan perubahan yang

signifikan mengubah u_{k+1} , \dot{u}_{k+1} , dan \ddot{u}_{k+1} , dan salah satu waktu yang lebih kecil bertambah maka diharuskan untuk menggunakan pengulangan yang kedua yang dapat disebut sebagai $u_{k+1}^{(2)}$

$$k_s^{(2)} = \left[\frac{F_s(x_{k+1}^{(2)}) - F_s(x_k)}{x_{k+1}^{(2)} - x_k} \right] \quad (2.52)$$

Perlu diingat jika terdapat error dalam perhitungan nilai u_{k+1} , \dot{u}_{k+1} , dan \ddot{u}_{k+1} akan berakibat pada perhitungan dalam tahap selanjutnya.

Newmark β -method dapat memberikan solusi dalam bentuk matriks. Dalam persamaan (2.50) menunjukkan suatu bilangan dimana menunjukkan dalam sistem SDOF terdapat natural frekuensi dari getaran ω_n dan rasio damping kritis ζ . Dalam sistem non linear, nilai dari k adalah tidak konstan oleh karena nilai dari $\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ juga tidak konstan. Walau bagaimanapun, jika k_s dan c digunakan dalam ω_n dan ζ maka solusinya dapat ditunjukkan dalam bentuk matriks. Sebelumnya ditentukan:

$$\beta = m + c\delta\Delta t + k_s\alpha(\Delta t)^2 \quad (2.53)$$

Sehingga persamaan (2.50) menjadi sebagai berikut

$$\Delta\ddot{u} = \left(\frac{1}{\beta} \right) \Delta F - \left(\frac{k_s \Delta t}{\beta} \right) \dot{u}_k - \left(\frac{c\Delta t + \frac{1}{2} k_s (\Delta t)^2}{\beta} \right) \ddot{u}_k \quad (2.54)$$

Perlu diingat bahwa persamaan (2.54) sama dengan persamaan (2.41) pada saat nilai $\zeta = 0$ dan $\alpha = 0$. Percepatan pada waktu $k+1$ adalah sebagai berikut:

$$\ddot{u}_{k+1} = \ddot{u}_k + \Delta\ddot{u} = \ddot{u}_k + \left(\frac{1}{\beta} \right) \Delta F - \left(\frac{k_s \Delta t}{\beta} \right) \dot{u}_k - \left(\frac{c\Delta t + \frac{1}{2} k_s (\Delta t)^2}{\beta} \right) \ddot{u}_k \quad (2.55)$$

$$\ddot{u}_{k+1} = \left(\frac{1}{\beta} \right) \Delta F - \left(\frac{k_s \Delta t}{\beta} \right) \dot{u}_k - \left(\frac{\beta - c\Delta t + \frac{1}{2} k_s (\Delta t)^2}{\beta} \right) \ddot{u}_k$$

Substitusi persamaan (2.55) kedalam persamaan (2.20) dan (2.21) maka dihasilkan

$$\begin{aligned}
\dot{u}_{k+1} &= \dot{u}_k + (1-\delta)\ddot{u}_k\Delta t + \delta\Delta t \left[\left(\frac{1}{\beta}\right)\Delta F - \left(\frac{k_s\Delta t}{\beta}\right)\dot{u}_k + \left(\frac{\beta - c\Delta t - \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\ddot{u}_k \right] \\
&= \left(\frac{\delta\Delta t}{\beta}\right)\Delta F + \left(\frac{\beta - \delta k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\dot{u}_k + \left(\frac{\beta\Delta t - c\delta(\Delta t)^2 - \frac{1}{2}k_s\delta(\Delta t)^3}{\beta}\right)\ddot{u}_k
\end{aligned} \tag{2.56}$$

$$\begin{aligned}
u_{k+1} &= u_k + \dot{u}_k\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{u}_k(\Delta t)^2 + \alpha(\Delta t)^2 \left[\left(\frac{1}{\beta}\right)\Delta F - \left(\frac{k_s\Delta t}{\beta}\right)\dot{u}_k + \left(\frac{\beta - c\Delta t - \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2}{\beta}\right)\ddot{u}_k \right] \\
&= \left(\frac{\alpha(\Delta t)^2}{\beta}\right)\Delta F + u_k + \left(\frac{\beta\Delta t - k_s\alpha(\Delta t)^3}{\beta}\right)\dot{u}_k + \left(\frac{\frac{1}{2}\beta(\Delta t)^2 - c\alpha(\Delta t)^3 - \frac{1}{2}k_s\alpha(\Delta t)^4}{\beta}\right)\ddot{u}_k
\end{aligned} \tag{2.57}$$

Oleh karena itu, persamaan (2.53) dan (2.56-2.57) dapat ditampilkan dalam bentuk matriks menjadi :

$$\begin{Bmatrix} u_{k+1} \\ \dot{u}_{k+1} \\ \ddot{u}_{k+1} \end{Bmatrix} = F_N^{(n)} \begin{Bmatrix} u_k \\ \dot{u}_k \\ \ddot{u}_k \end{Bmatrix} + H_N^{(n)} \Delta F \tag{2.58}$$

Dimana :

$$F_N^{(n)} = \frac{1}{\beta} \begin{bmatrix} \beta & \beta\Delta t - k_s\alpha(\Delta t)^3 & \frac{1}{2}\beta(\Delta t)^2 - c\alpha(\Delta t)^3 - \frac{1}{2}k_s\alpha(\Delta t)^4 \\ 0 & \beta - \delta k_s(\Delta t)^2 & \beta\Delta t - c\delta(\Delta t)^2 - \frac{1}{2}k_s\delta(\Delta t)^3 \\ 0 & -k_s\Delta t & \beta - c\Delta t - \frac{1}{2}k_s(\Delta t)^2 \end{bmatrix} \tag{2.59}$$

$$H_N^{(n)} = \frac{1}{\beta} \begin{Bmatrix} \alpha(\Delta t)^2 \\ \delta\Delta t \\ 1 \end{Bmatrix} \tag{2.60}$$

Nilai (n) mengekspresikan *nonlinear time history analysis*. Sehingga :

$$q_k = \begin{Bmatrix} u_k \\ \dot{u}_k \\ \ddot{u}_k \end{Bmatrix} \quad (2.61)$$

Lalu persamaan (2.58) menjadi :

$$q_{k+1} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(n)} \Delta F = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(n)} F_{k+1} - H_N^{(n)} F_k \quad (2.62)$$

Jika SDOF ditimbulkan oleh gerakan bawah gempa, maka persamaan (2.57) tetap benar dengan matriks $H_N^{(n)}$ dan ΔF diganti menjadi $H_N^{(nEQ)}$ dan Δa , dimana :

$$H_N^{(nEQ)} = - \left(\frac{m}{\beta} \right) \begin{Bmatrix} \alpha (\Delta t)^2 \\ \delta \Delta t \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (2.63)$$

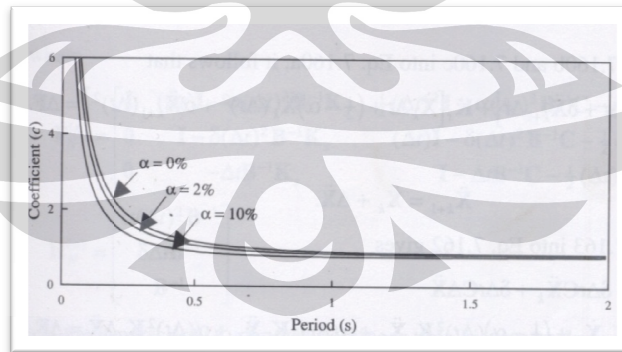
Maka persamaan (2.62) menjadi

$$q_{k+1} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(nEQ)} a_{k+1} - H_N^{(nEQ)} a_k \quad (2.64)$$

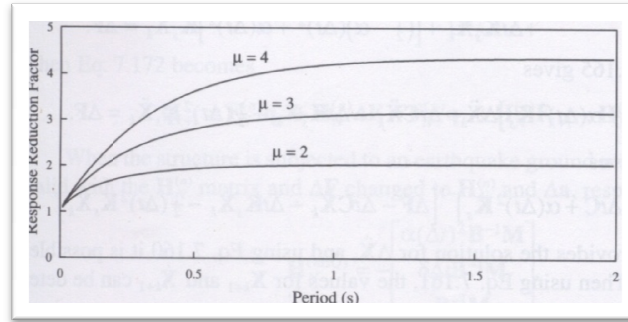
2.6.2 Respon *Multi degree of freedom* dengan kekakuan nonlinier

Dengan menganggap bahwa solusi dari respon *Multi degree of freedom* dari sistem kebebasan dimana setiap dari elemen dalam matriks kekakuan memiliki hubungan gaya nonlinear terhadap defleksi. Persamaan matriks dari pergerakan untuk *Multi degree of freedom* adalah

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + [K(U)]U(t) = -Ma(t) \quad (2.65)$$



Gambar 2.14. Koefisien c sebagai Fungsi dari Periode natural dari Getaran dan Koefisien Perkerasan Regangan (Krawinkler dan Nassar)



Gambar 2.15. Faktor Perkurangan Respon ($R_{d\mu}$) sebagai Fungsi dari Periode Natural dari Getaran dengan $\alpha = 0\%$ (Krawinkler dan Nassar)

Matriks kekakuan $K(X)$ merupakan suatu yang konstan, oleh karena itu dapat ditulis $K(X)=K$, dimana bukan suatu fungsi X dan oleh karena itu bukan suatu fungsi dari waktu. Dengan menganggap matriks kekakuan menjadi suatu fungsi dari posisi yang ditentukan dari sebuah struktur, maka $X(t)$.

Solusi untuk respon diperoleh dengan menggunakan *Newmark- β -method*,

$$M\ddot{U}_{k+1} + C\dot{U}_{k+1} + KU_{k+1} = F_{k+1} \quad (2.66)$$

$$\dot{U}_{k+1} = \dot{U}_k + (1-\delta)\ddot{U}_k \Delta t + \delta\ddot{U}_{k+1} \Delta t \quad (2.67)$$

$$U_{k+1} = U_k + \dot{U}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{U}_k (\Delta t)^2 + \alpha\ddot{U}_{k+1} (\Delta t)^2 \quad (2.68)$$

Persamaan (2.66) menunjukkan persamaan kesetimbangan dinamik dari perpindahan untuk kasus dimana matriks kekakuan K bukan fungsi dari X . Untuk kasus dimana kekakuan tergantung pada perpindahan X , maka persamaan diatas harus ditulis dalam bentuk sebagai berikut:

$$M\Delta\ddot{U} + C\Delta\dot{U} + K_s \Delta X = \Delta F \quad (2.69)$$

$$\Delta\dot{U} = (1-\delta)\ddot{U}_k \Delta t + \delta\ddot{U}_{k+1} \Delta t \quad (2.70)$$

$$\Delta U = \dot{U}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{U}_k (\Delta t)^2 + \alpha\ddot{U}_{k+1} (\Delta t)^2 \quad (2.71)$$

Dimana nilai K_s menunjukkan kekakuan yang berhubungan dengan perpindahan dari bentuk X_k menjadi X_{k+1}

$$\Delta U = U_{k+1} - U_k, \quad \Delta\dot{U} = \dot{U}_{k+1} - \dot{U}_k,$$

$$\Delta\ddot{U} = \ddot{U}_{k+1} - \ddot{U}_k, \Delta F = F_{k+1} - F_k \quad (2.72)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.70) dan (2.71) kedalam persamaan (2.69)

maka akan diperoleh persamaan sebagai berikut

$$\begin{aligned} & M\Delta\ddot{U} + C[(1-\delta)\ddot{U}_k \Delta t + \delta\ddot{U}_{k+1} \Delta t] + \\ & K_s \left[\dot{U}_k \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{U}_k (\Delta t)^2 + \alpha \ddot{U}_{k+1} (\Delta t)^2 \right] = \Delta F \end{aligned} \quad (2.73)$$

Dari persamaan (2.72)

$$\ddot{U}_{k+1} = \ddot{U}_k + \Delta\ddot{U} \quad (2.74)$$

Disubstitusi kedalam persamaan (2.74) dan (2.75) maka diperoleh

$$\begin{aligned} & \left[M + \delta\Delta t C + \alpha(\Delta t)^2 K_s \right] \Delta\ddot{U} + \\ & \Delta t C U_k + \Delta t K_s \dot{U}_k + \frac{1}{2} (\Delta t) K_s \ddot{U}_k = \Delta F \end{aligned} \quad (2.75)$$

Maka diperoleh nilai $\Delta\ddot{U}$

$$\Delta\ddot{U} = \left[M + \delta\Delta t C + \alpha(\Delta t)^2 K_s \right]^{-1} \left[\Delta F - \Delta t C U_k - \Delta t K_s \dot{U}_k - \frac{1}{2} (\Delta t)^2 K_s \ddot{U}_k \right] \quad (2.76)$$

Persamaan (2.76) memiliki solusi untuk nilai $\Delta\ddot{U}$ dan menggunakan persamaan (2.69)-(2.71) maka dimungkinkan untuk mencari nilai ΔU dan $\Delta\dot{U}$. Dengan menggunakan persamaan (2.72) nilai dapat diperoleh solusi untuk nilai U_{k+1} dan \dot{U}_{k+1} .

Untuk mengubah solusi tersebut kedalam bentuk matriks maka

$$B = M + \delta\Delta t C + \alpha(\Delta t)^2 K_s \quad (2.77)$$

Maka persamaan (2.76) menjadi

$$\Delta\ddot{U} = [B^{-1}] \Delta F - [\Delta t B^{-1} K_s] \dot{U}_k - \left[\Delta t B^{-1} C + \frac{1}{2} (\Delta t)^2 B^{-1} K_s \right] \ddot{U}_k \quad (2.78)$$

Percepatan untuk langkah pertama k+1 adalah

$$\begin{aligned} \ddot{U}_{k+1} &= \ddot{U}_k + \Delta\ddot{U} \\ &= \ddot{U}_k + [B^{-1}] \Delta F - [\Delta t B^{-1} K_s] \dot{U}_k - \left[\Delta t B^{-1} C + \frac{1}{2} (\Delta t)^2 B^{-1} K_s \right] \ddot{U}_k \\ &= [B^{-1}] \Delta F - [\Delta t B^{-1} K_s] \dot{U}_k + \left[I - \Delta t B^{-1} C - \frac{1}{2} (\Delta t)^2 B^{-1} K_s \right] \ddot{U}_k \end{aligned} \quad (2.79)$$

Dengan mensubstitusi persamaan (2.79) kedalam persamaan (2.69)-(2.71) maka :

$$\dot{U}_{k+1} = [\delta\Delta t B^{-1}] \Delta F - [I - \delta(\Delta t)^2 B^{-1} K_s] \dot{U}_k + \left[(\Delta t) I - \delta(\Delta t)^2 B^{-1} C - \frac{1}{2} \delta(\Delta t)^2 B^{-1} K_s \right] \ddot{U}_k \quad (2.80)$$

$$U_{k+1} = [\alpha(\Delta t)^2 B^{-1}] \Delta F + U_k + [(\Delta t) I - \alpha(\Delta t)^3 B^{-1} K_s] \dot{U}_k + \left[\frac{1}{2} (\Delta t)^2 I - \alpha(\Delta t)^3 B^{-1} C - \frac{1}{2} \alpha(\Delta t)^4 B^{-1} K_s \right] \ddot{U}_k \quad (2.81)$$

oleh karena itu, dengan mengubah persamaan (2.79), (2.80) dan (2.81) kedalam bentuk matriks, maka diperoleh :

$$\begin{Bmatrix} U_{k+1} \\ \dot{U}_{k+1} \\ \ddot{U}_{k+1} \end{Bmatrix} = F_N^{(n)} \begin{Bmatrix} U_k \\ \dot{U}_k \\ \ddot{U}_k \end{Bmatrix} + H_N^{(n)} \Delta F \quad (2.82)$$

Dimana :

$$F_N^{(n)} = \begin{bmatrix} I & (\Delta t) I - \alpha(\Delta t)^3 B^{-1} K_s & \frac{1}{2} (\Delta t)^2 I - \alpha(\Delta t)^3 B^{-1} C - \frac{1}{2} \alpha(\Delta t)^4 B^{-1} K_s \\ 0 & I - \delta(\Delta t) B^{-1} K_s & (\Delta t) I - \delta(\Delta t)^2 B^{-1} C - \frac{1}{2} \delta(\Delta t)^3 B^{-1} K_s \\ 0 & -(\Delta t) B^{-1} K_s & I - \Delta t B^{-1} C - \frac{1}{2} (\Delta t)^2 B^{-1} K_s \end{bmatrix}$$

$$H_N^{(n)} = \begin{bmatrix} \alpha(\Delta t)^2 B^{-1} \\ \delta\Delta t B^{-1} \\ B^{-1} \end{bmatrix} \quad (2.83)$$

Dan (n) dinotasikan sebagai analisa *Nonlinear Time History*

$$q_k = \begin{Bmatrix} U_k \\ \dot{U}_k \\ \ddot{U}_k \end{Bmatrix}$$

Persamaan (2.82) menjadi

$$q_{k+1} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(n)} \Delta F = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(n)} F_{k+1} - H_N^{(n)} F_k \quad (2.84)$$

Jika struktur diperlakukan ke pergerakan tanah gaya gempa, persamaan (19) masih tetap akurat dengan matriks $H_N^{(n)}$ dan ΔF berubah menjadi $H_N^{(n)}$ dan Δa , dimana :

$$H_N^{(nEQ)} = - \begin{bmatrix} \alpha(\Delta t)B^{-1}M \\ \delta\Delta tB^{-1}M \\ B^{-1}M \end{bmatrix} \quad (2.85)$$

Maka persamaan (2.85) menjadi

$$q_{k+1} = F_N^{(n)} q_k + H_N^{(nEQ)} a_{k+1} - H_N^{(nEQ)} a_k \quad (2.86)$$

Perlu diingat bahwa matriks $F_N^{(n)}$ dan $H_N^{(nEQ)}$ pada persamaan (2.86) merupakan fungsi terhadap waktu dan oleh karena itu matriks tersebut harus dihitung pada setiap langkah waktunya. Dan juga, perlu diingat bahwa perhitungan dari nilai matriks $F_N^{(n)}$ dan $H_N^{(nEQ)}$ membutuhkan inverse dari matriks B pada setiap langkah waktunya. Akhirnya saat metode percepatan konstan metode digunakan (i.e., $\delta=0$ dan $\alpha=0$) maka persamaan (2.77), (2.83) dan (2.85) menjadi :

$$B = M + (0)\Delta tC + (0)(\Delta t)^2 K_s = M \quad (2.87)$$

$$F_N^{(n)} = \begin{bmatrix} I & (\Delta t)I & \frac{1}{2}(\Delta t)^2 I \\ 0 & I & (\Delta t)I \\ 0 & -\Delta tM^{-1}K_s & I - \Delta tM^{-1}C - \frac{1}{2}(\Delta t)^2 M^{-1}K_s \end{bmatrix} \quad (2.88)$$

$$H_N^{(n)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ M^{-1} \end{bmatrix}, H_N^{(nEQ)} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -I \end{bmatrix} \quad (2.89)$$

2.7 Redaman Struktur

Pada pembahasan sistem dinamik telah dibahas persamaan gerak sistem dinamik dengan redaman. Untuk sistem dinamik bebas dengan redaman, persamaan gerak dari sistem dapat ditulis sebagai berikut :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad (2.90)$$

Jawaban dari persamaan di atas adalah :

$$\begin{aligned} u(t) &= Ce^{st} \\ \dot{u}(t) &= sCe^{st} \\ \ddot{u}(t) &= s^2Ce^{st} \end{aligned} \quad (2.91)$$

Dimana : $s = \text{bilangan laplace} = \pm j\Omega$

$J =$ bilangan imajiner

Jika persamaan persamaan (2.91) disubstitusi ke dalam persamaan (2.90) maka didapatkan :

$$(ms^2 + cs + k)Ce^{st} = 0 \quad (2.92)$$

2.8 Beban Gempa

Gempa merupakan getaran yang terjadi di permukaan bumi. Sedangkan beban gempa adalah beban pada struktur yang ditimbulkan akibat gempa yang terjadi. Beban akibat gempa sangat berpengaruh terhadap ketahanan struktur, karena beban gempa memiliki energi yang sangat besar. Penyebab-penyebab terjadinya gempa antara lain :

1. Gempa Bumi Runtuhan

Gempa yang terjadi karena reruntuhan yang terjadi di atas maupun di bawah permukaan bumi. Contoh dari penyebab gempa bumi runtuh adalah tanah longsor.

2. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa yang terjadi karena kegiatan gunung berapi yang masih aktif pada waktu sebelum atau pada saat gunung tersebut meletus.

3. Gempa Bumi Tektonik

Gempa yang terjadi karena pergeseran kerak bumi (lithosphere) yang sering terjadi di sekitar lempengan tektonik atau disebut patahan kulit bumi.

Gempa yang sangat merugikan dan paling sering terjadi adalah gempa tektonik. Gempa yang kuat sering terjadi di sekitar tapal batas lempeng-lempeng tektonik. Lempengan-lempengan tektonik ini selalu bergerak dan saling mendesak satu sama lain. Pergerakan lempengan-lempengan tektonik ini menyebabkan terjadinya penimbunan energi secara perlahan-lahan pada kerak bumi yang didominasi oleh komponen silika yang terbagi-bagi dalam sejumlah lempeng kaku. Gempa tektonik kemudian terjadi karena adanya pelepasan energi yang telah lama tertimbun yang mengakibatkan pergerakan pada kulit bumi yang kaku.

Peristiwa gempa ini akan menghasilkan energi yang sangat besar yang dapat ditransfer melalui benda-benda yang ada di sekitarnya, seperti batuan dasar

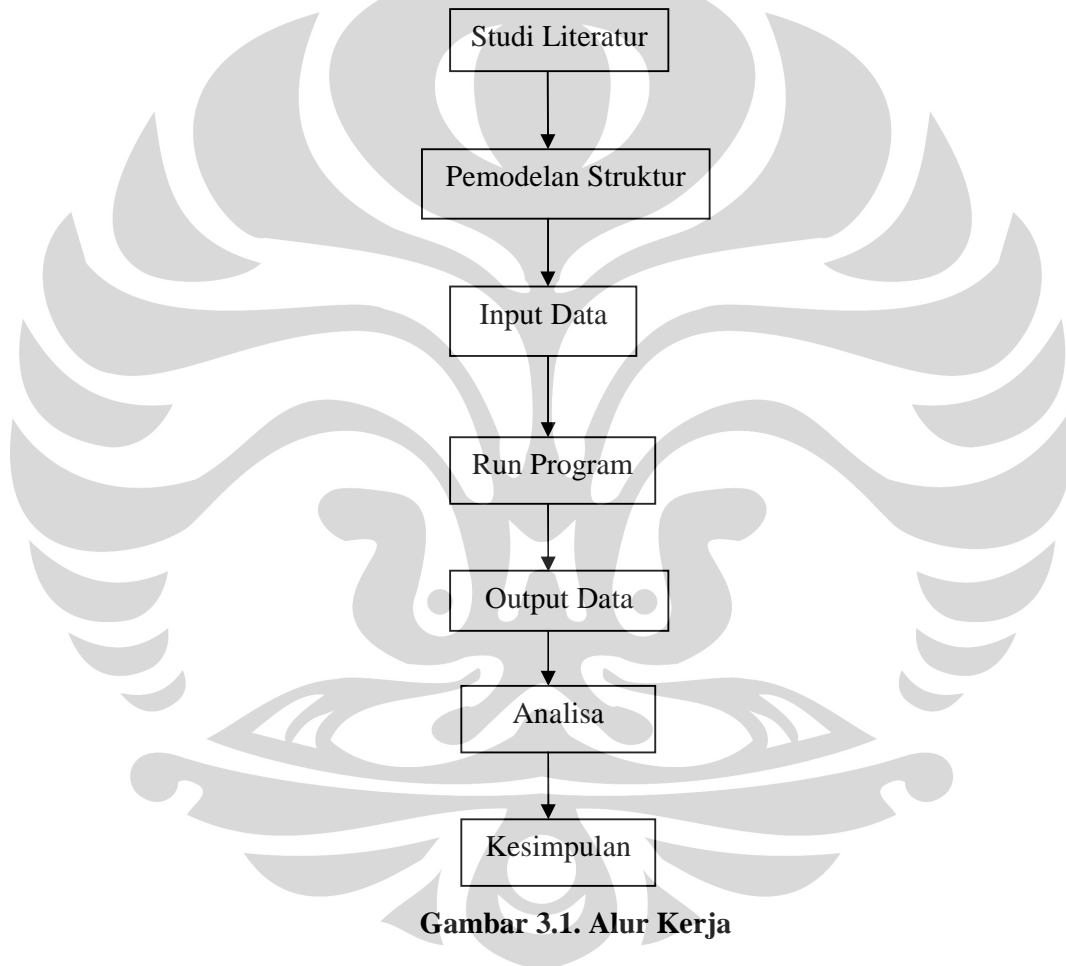
ke tempat lain dengan cara merambat. Transfer energi ini terjadi dalam bentuk getaran (gelombang). Gelombang ini juga akan ditransfer ke lapisan tanah di atasnya, yang akhirnya akan dirasakan oleh manusia dan komponen yang ada di permukaan bumi. Gelombang ini menimbulkan goyangan yang memiliki percepatan. Percepatan ini akan menimbulkan gaya geser pada pondasi yang besarnya sama dengan hukum Newton yaitu $F = m.a$, dengan nilai m adalah massa bangunan. Gelombang gempa dapat diketahui dengan alat seismograf yang berfungsi untuk merekam percepatan dari gempa.



BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

Pada bab ini akan dijelaskan mengenai alur pengerjaan dari penelitian yang penulis lakukan. Program yang digunakan dalam penelitian ini adalah SAP 2000. Dan alur kerja secara umum dapat dilihat sebagai berikut :



Gambar 3.1. Alur Kerja

3.1 Tahapan Analisis

Dengan menggunakan bantuan program SAP 2000 maka tahapan analisis yang harus dilakukan untuk menyelesaikan penelitian ini adalah :

1. Membuat denah struktur dari bangunan gedung kuliah 9 lantai dengan luasan total 1158 m².

2. Penentuan properti material yang akan digunakan, dalam hal ini adalah material komposit baja beton *Rectangular Hollow Structural Section*.
3. Bangunan yang akan dianalisa memiliki fungsi sebagai gedung kuliah. Bangunan ini dimodelkan sebagai struktur 3 dimensi dimana modelisasi hanya dilakukan pada struktur atas, sehingga pondasi struktur tidak termasuk dalam pemodelan ini. Dan perletakan yang dipakai adalah *fix restrained* (perletakan jepit).
4. Melakukan analisis beban gempa terhadap model struktur dengan analisis non linear riwayat waktu *direct-integration* dengan menggunakan *software* SAP 2000.
5. Pada analisis dinamik non linear riwayat waktu jangan lupa menginput data sebagai berikut :
 - Sendi plastis pada balok diasumsikan terjadi jika yield moment balok terhadap sumbu lokal terlampaui. Hanya ada satu batas nilai momen leleh yang tersedia pada analisa dinamik non linear riwayat waktu.
 - Pendekatan yang dipakai dalam analisa non linear riwayat waktu adalah *Eigenvector* karena pendekatan ini merupakan pendekatan yang paling efisien dan memberikan penyelesaian yang akurat terhadap *non displacement* dan *force member* untuk struktur yang terkena beban dinamik (Wilson, 2000 : 14-19).
 - Besar *modal damping* (ξ) adalah sebesar 5% untuk semua pola ragam (*mode shape*).
 - Efek P- Δ dalam analisa ini juga diperhitungkan.
6. Beban gempa yang diberikan hanya dalam arah sumbu global X. Riwayat waktu yang dipakai adalah dari gempa El Centro 18 Mei gempa Kobe, gempa Kern County, dan gempa Loma Prieta.
7. Menarik kesimpulan yang didapat dari hasil.

3.2 Input Properti Material

Properti material dalam pemodelan struktur dalam program SAP2000, antara lain:

1. Jenis Material : BAJA

Kuat leleh (f_y) : 400 Mpa

2. Jenis Material : BETON

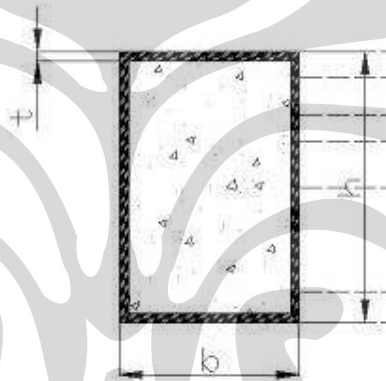
Kuat tekan beton (f_c') : 35 MPa

Berat jenis (γ_c) : 2400 kg/m³

Modulus elastisitas beton (E_c) : $4700\sqrt{f_c'} = 27805,57$ MPa

Poisson's ratio : 0,2

Modulus geser (G) : 11585,656 Mpa

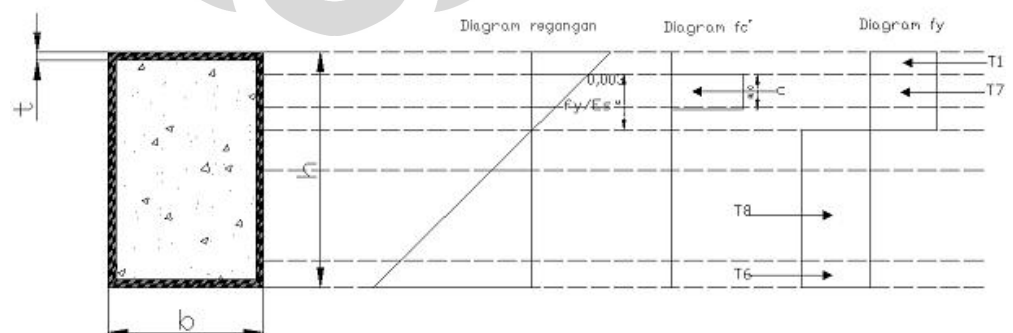


Gambar 3.2. Penampang Komposit

3. Ukuran penampang :

- a. Balok :

1. Modified ACI code



- $b = 400 \text{ mm}$
- $h = 600 \text{ mm}$
- $t = 10 \text{ mm}$
- $E_s = 210.000 \text{ Mpa}$
- $\beta = 0.85$
- $f_c = 35 \text{ Mpa}$
- $f_y = 413 \text{ Mpa}$

$$c = \frac{2 \cdot f_y \cdot h \cdot t - 4t^2 \cdot f_y}{4 \cdot f_y \cdot t + f_c \cdot b \cdot \beta} = 0.169m$$

$$C = f_c \cdot b \cdot \beta \cdot c = 2.006 \times 10^6 N$$

$$T1 = f_y \cdot b \cdot t = 1.652 \times 10^6 N$$

$$T6 = f_y \cdot b \cdot t = 1.652 \times 10^6 N$$

$$T7 = 2ct \cdot f_y = 1.392 \times 10^6 N$$

$$T8 = 2t \cdot f_y \cdot (h - c - 2t) = 3.398 \times 10^6 N$$

$$Lc = c - \frac{\beta \cdot c}{2} = 0.097m$$

$$L1 = c + \frac{t}{2} = 0.174m$$

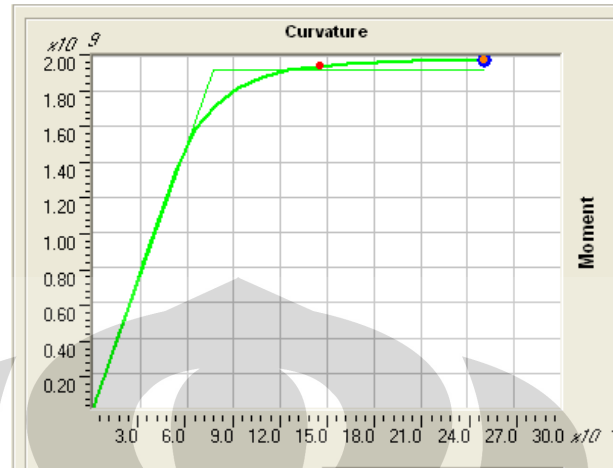
$$L6 = (h - c - t) - \frac{t}{2} = 0.416m$$

$$L7 = \frac{c}{2} = 0.084m$$

$$L8 = \frac{1}{2}(h - 2t - c) = 0.206m$$

$$MKAP = C \cdot Lc + T1 \cdot L1 + T6 \cdot L6 + T7 \cdot L7 + T8 \cdot L8 = 1.986 \times 10^3 kN \cdot m$$

2. Hasil Output program SAP2000



Gambar 3.3. Momen-Curvature Balok

$$M_y = 1479 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 1919 \text{ kN.m}$$

b. Kolom :

1. Modified ACI code

- $b = 800 \text{ mm}$

- $h = 800 \text{ mm}$

- $t = 10 \text{ mm}$

- $E_s = 210.000 \text{ Mpa}$

- $\beta = 0.85$

- $f_c = 35 \text{ Mpa}$

- $f_y = 413 \text{ Mpa}$

$$c = \frac{2 \cdot f_y \cdot h \cdot t - 4t^2 \cdot f_y}{4 \cdot f_y \cdot t + f_c \cdot b \cdot \beta} = 0.16m$$

$$C = f_c \cdot b \cdot \beta \cdot c = 3.803 \times 10^6 N$$

$$T1 - f_y \cdot b \cdot t = 3.304 \times 10^6 N$$

$$T6 = f_y \cdot b \cdot t = 3.304 \times 10^6 N$$

$$T7 = 2c \cdot t \cdot f_y = 1.32 \times 10^6 N$$

$$T8 = 2t \cdot f_y \cdot (h - c - 2t) = 5.123 \times 10^6 N$$

$$Lc = c - \frac{\beta \cdot c}{2} = 0.092m$$

$$L1 = c + \frac{t}{2} = 0.165m$$

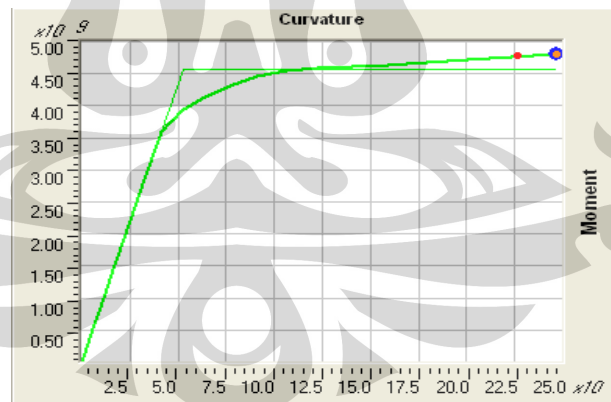
$$L6 = (h - c - t) - \frac{t}{2} = 0.625m$$

$$L7 = \frac{c}{2} = 0.08m$$

$$L8 = \frac{1}{2}(h - 2t - c) = 0.31m$$

$$MKAP = C \cdot Lc + T1 \cdot L1 + T6 \cdot L6 + T7 \cdot L7 + T8 \cdot L8 = 4.654 \times 10^3 kN \cdot m$$

2. Hasil Output program SAP2000



Gambar 3.4. Momen-Curvature Kolom

$$M_y = 3590 \text{ kN.m}$$

$$M_p = 4562 \text{ kN.m}$$

3.3 Input Pembebanan

Input pembebanan pada Tugas Akhir ini dibagi menjadi 3 pembebanan, yaitu beban mati, beban hidup dan beban gempa.

1. Beban mati pada pelat lantai

Adukan tebal 4 cm : $4 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 84.0 \text{ kg/m}^2$

Lantai keramik tebal 7 mm : $0.7 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 16.8 \text{ kg/m}^2$

Penutup langit-langit dan penggantung = 18.0 kg/m^2

Mekanikal dan elektrikal = 20.0 kg/m^2

SDL = 1.4 kN/m^2

2. Beban hidup pada pelat lantai LL = 2.5 kN/m^2

3. Beban Gempa

Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung. Akselerogram yang digunakan untuk analisis respon dinamik riwayat waktu, paling sedikit 4 akselerogram dari 4 gempa yang berbeda. Pada tugas akhir ini, digunakan 4 akselerogram yaitu :

1. Gempa El Centro Tahun 1940
2. Gempa Kern Tahun 1952
3. Gempa Kobe Tahun 1995
4. Gempa Loma Tahun 1989

3.4 Parameter Yang Akan Dievaluasi

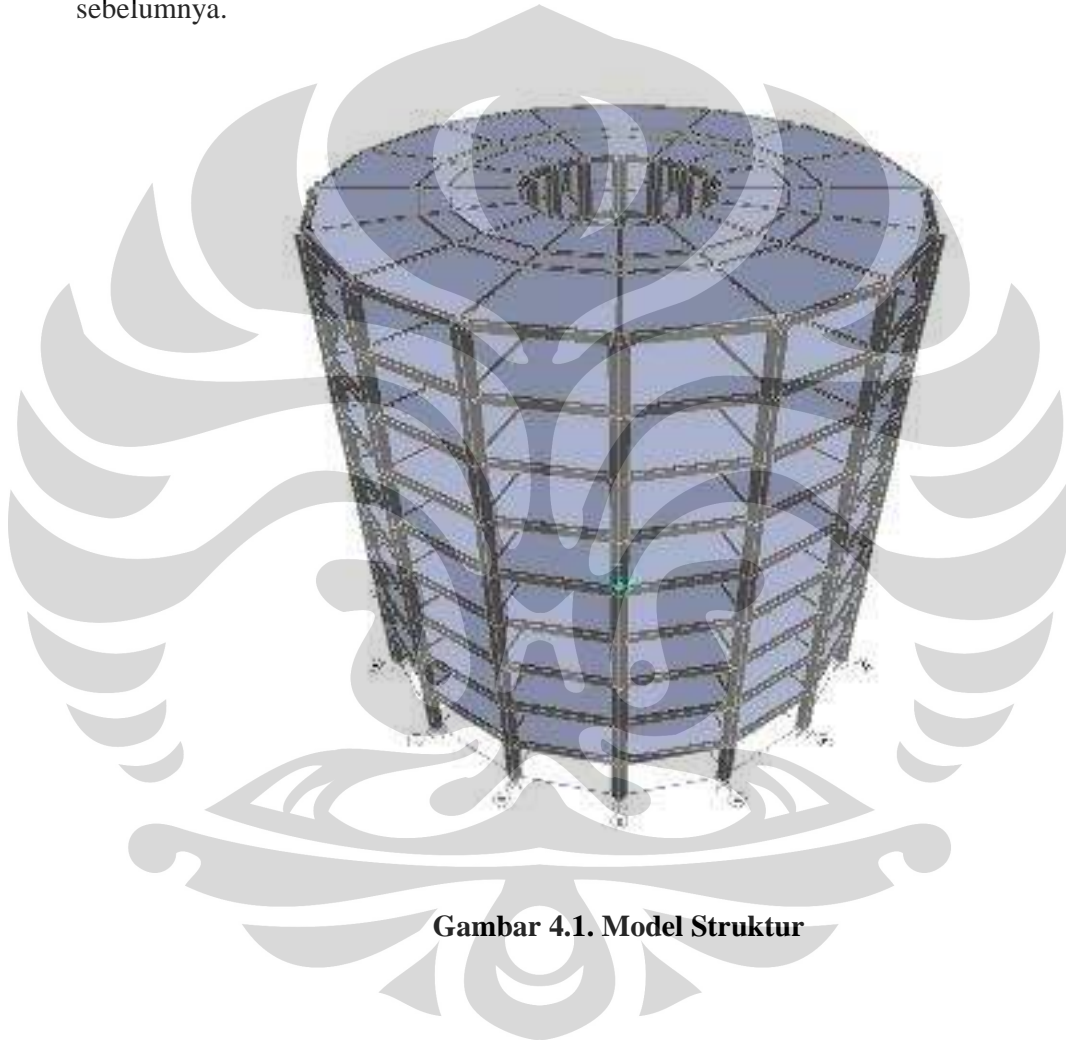
Parameter yang akan dievaluasi dari analisis struktur bangunan ini yaitu:

1. Periode getar alami struktur
2. Reaksi perletakan
3. Gaya dalam momen balok dan kolom
4. Gaya geser balok dan kolom
5. Simpangan

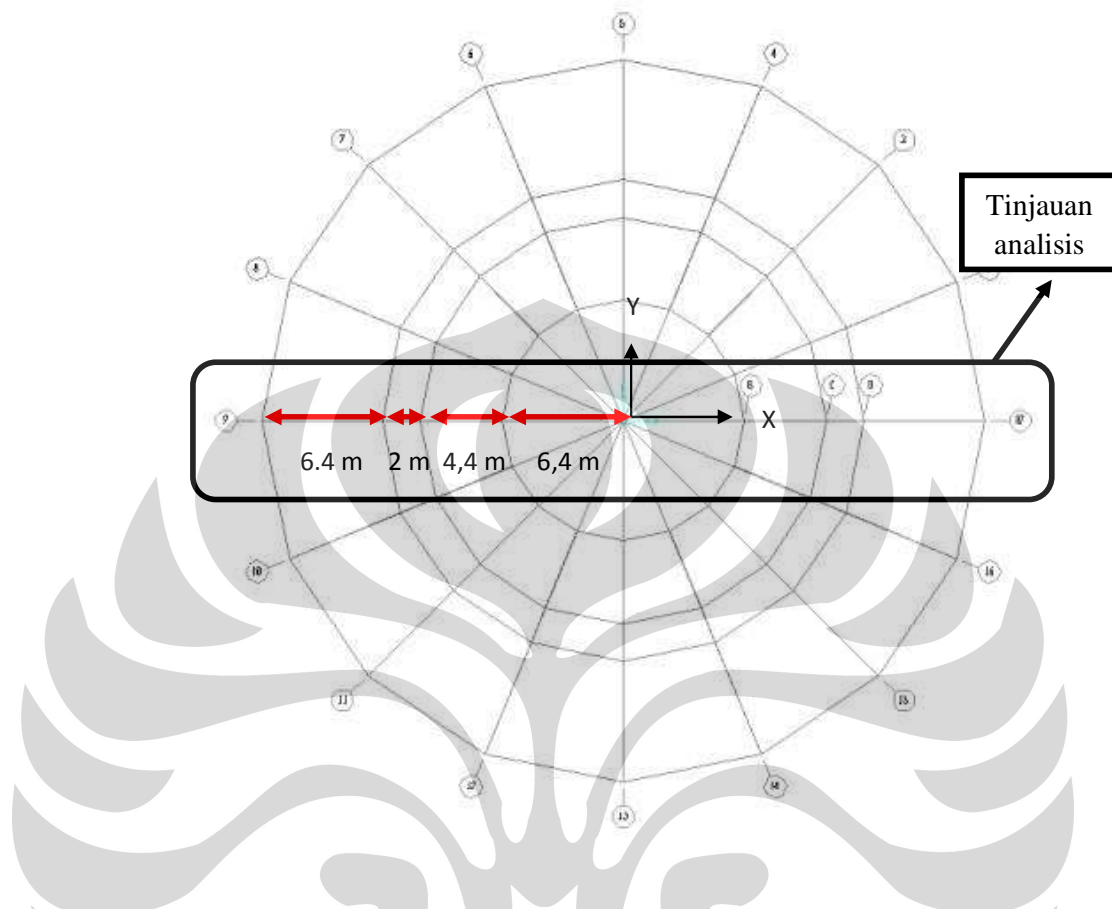
BAB IV

ANALISA HASIL SIMULASI MODEL STRUKTUR

Struktur komposit gedung kuliah dimodelkan 3D dengan menggunakan *software* SAP2000 dengan memasukkan data yang telah dijelaskan di bab sebelumnya.



Gambar 4.1. Model Struktur



Gambar 4.2. Struktur Tampak Atas

Permodelan struktur ini dianalisa dengan menggunakan 4 gempa, yaitu El Centro, Kern County, Kobe dan Loma Prieta. Gempa El Centro dianggap sebagai standar, karena akselerogramnya mengandung frekuensi yang lebar, tercatat pada jarak sedang dari pusat gempa dengan magnitudo yang sedang pula. Dari simulasi yang dilakukan, diperoleh hasil sebagai berikut :

4.1 Periode Getar Alami Struktur

Tabel 4.1. Periode Getar Alami Struktur

Mode	Periode (detik)	UX	UY	UZ
1	1.53	0	91	0
2	0.66	85	0	0
3	0.48	0	0	0

Dari tabel di atas, diketahui bahwa untuk pola ragam getar pertama (mode shape 1), periodenya adalah 1,53 detik dengan arah utama Y. Periode getar merupakan suatu besaran yang menunjukkan lamanya struktur kembali ke posisi semula setelah melakukan satu putaran penuh. Makin besar periode getar dari suatu struktur menunjukkan makin lamanya struktur tersebut melakukan satu putaran penuh yang selanjutnya kembali ke posisi semula. Periode getar alami dipengaruhi oleh massa dan kekakuan dari struktur tersebut seperti yang ditunjukkan dalam persamaan dibawah ini :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

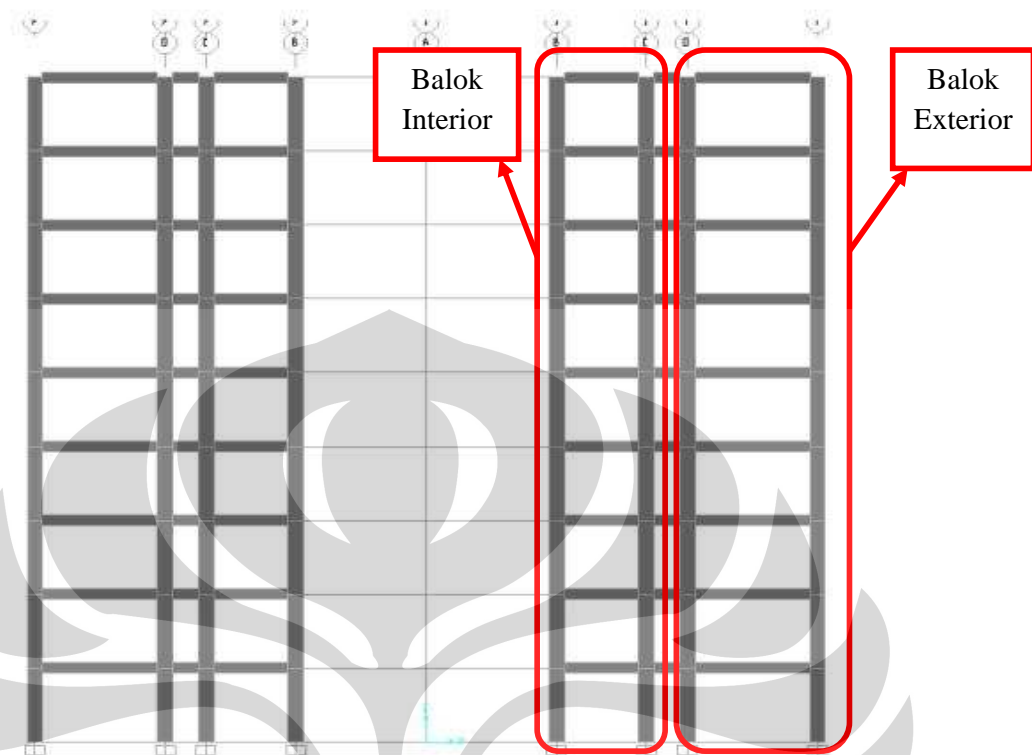
Dari tabel diatas diketahui bahwa pada mode 1 periode getar dari struktur sebesar 1.53 detik kearah utama Y dan mode 2 dengan periode getar alami sebesar 0.66 detik ke arah utama X.

Akibat gaya gempa dari 4 data gempa yang menjadi input analisa maka diperoleh gaya-gaya dalam tiap elemen dari struktur. Dalam skripsi ini, hanya gaya dalam momen, gaya geser dan simpangan yang dianalisa.

4.2 Gaya Dalam Pada Balok

4.2.1 Gaya Dalam Momen

Balok dibedakan menjadi balok exterior dan balok interior. Berikut adalah gaya dalam momen balok tiap lantai yang disebabkan oleh 4 akselerogram gempa yang berbeda. Besarnya momen pada suatu struktur mempengaruhi kerusakan struktural yang terjadi pada struktur tersebut. Jika momen yang bekerja pada struktur melebihi kapasitas momen yang dapat ditanggung oleh struktur tersebut, maka kerusakan struktural tidak dapat dihindari.



Gambar 4.3. Layout Balok Analisa

Berikut adalah gaya dalam momen yang diakibatkan oleh gaya gempa El Centro, Kern County, Kobe, dan Loma Prieta. Dari hasil output dari program SAP2000 dibawah ini dapat diketahui gaya dalam momen balok tiap lantai yang diakibatkan oleh tiap gaya gempa dalam satuan kN.m.

Tabel 4.2. Gaya Dalam Momen Balok Interior (kN.m)

Lantai ke-	El Centro		Kern County		Kobe		Loma Prieta	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
9	125.4	-127.7	104	-97.51	31.58	-34.76	31.58	-34.76
8	212.9	-220.7	181.3	-171.9	55.73	-62.46	55.73	-62.46
7	303.9	-327.2	273.8	-264.9	86.13	-99.46	86.13	-99.46
6	353.1	-404.3	347.8	-344.6	112.8	-134.1	112.8	-134.1
5	389.8	-447.4	398.6	-404.2	133.5	-161.8	133.5	-161.8
4	427.6	-462.9	452.7	-441.9	147.2	-178.5	147.2	-178.5
3	443.2	-482.6	490.6	-457.1	152.9	-180.8	152.9	-180.8
2	442.8	-472.7	484.8	-459.2	146.9	-165.1	146.9	-165.1
1	359.5	-409.6	387.5	-374.5	114.9	-121	114.9	-121

Tabel 4.3. Gaya Dalam Momen Balok Interior Skala Gempa 10x (kN.m)

Lantai ke-	El Centro		Kern County		Kobe		Loma Prieta	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	1228	-1548	1774	-1930	1267	-1287	1119	-1204
2	1544	-1818	1930	-1930	1524	-1571	1421	-1657
3	1892	-1722	1930	-1930	1469	-1539	1502	-1839
4	1930	-1634	1930	-1930	1308	-1499	1458	-1818
5	1930	-1931	1930	-1930	1194	-1416	1310	-1631
6	1930	-1930	1930	-1475	1033	-1234	1104	-1341
7	1930	-1930	1883	-1279	803.4	-960.3	856.6	-997.3
8	1558	-1930	1281	-914.4	527.1	-626.6	570.5	-630.1
9	893.3	-1246	751.1	-543.4	300.8	-355.9	329.8	-352.4

Dari tabel diatas diketahui bahwa momen yang dihasilkan oleh ke-4 gempa menghasilkan momen pada balok yang berbeda juga. Terlihat bahwa momen yang dihasilkan oleh gempa El Centro dan Kern County jauh lebih besar jika dibandingkan dengan gempa Kobe dan Loma Prieta. Perbedaan momen yang dihasilkan oleh tiap gempa disebabkan oleh adanya perbedaan frekuensi dan magnitudo dari tiap gempa.

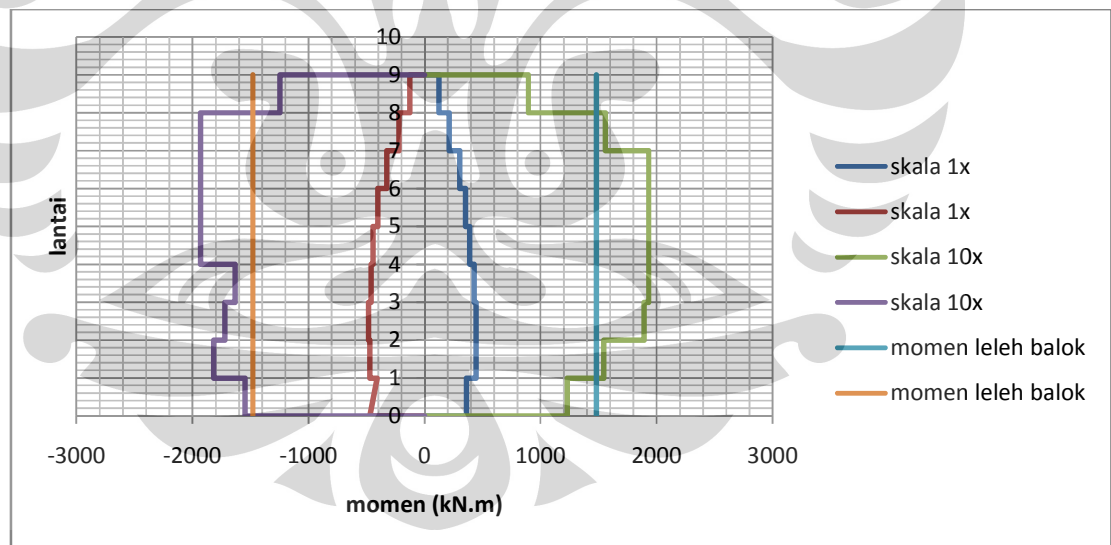
Tabel 4.4. Gaya Dalam Momen Balok Exterior (kN.m)

Lantai ke-	El Centro		Kern County		Kobe		Loma Prieta	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
9	87.67	-89.28	72.72	-68.21	21.04	-23.58	22.09	-24.32
8	153.9	-159.5	131	-124.3	38.1	-42.92	40.28	-45.14
7	218.7	-235.4	197	-190.7	57.83	-65.8	61.99	-71.59
6	254.2	-291	250.4	-248.1	74.34	-85.47	81.22	-96.57
5	280.6	-322.1	286.9	-291	85.95	-99.44	96.08	-116.5
4	307.8	-333.2	325.9	-318.1	94.14	-106.5	105.59	-128.5
3	319	-347.3	353.1	-329	106	-110.4	110	-130.1
2	318.6	-340	348.8	-330.4	108.9	-112.6	105.7	-118.8
1	257.7	-293.5	277.7	-268.4	89.73	-92.28	82.39	-86.8

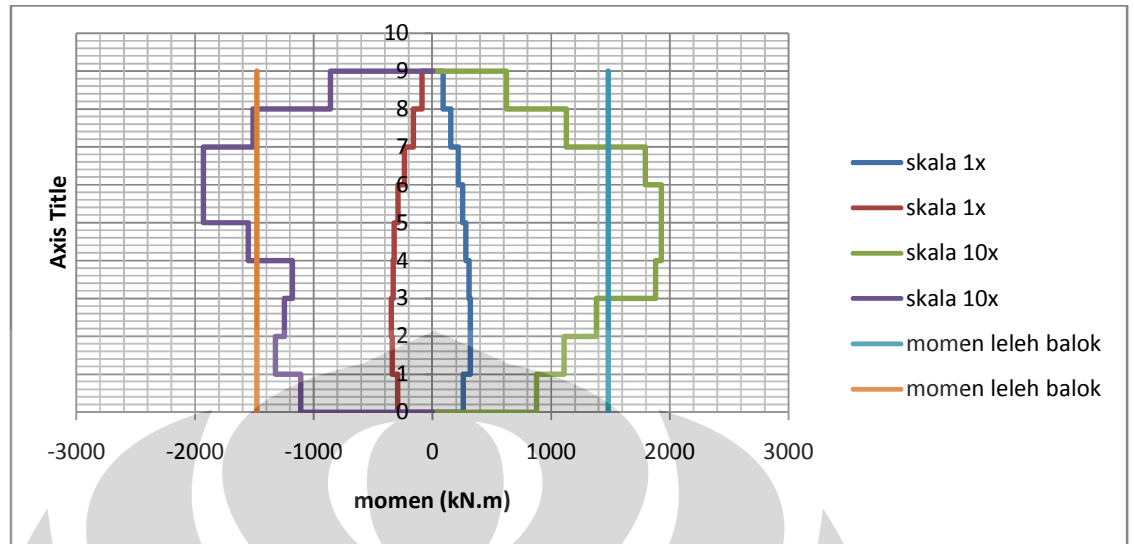
Tabel 4.5. Gaya Dalam Momen Balok Exterior Skala Gempa 10x (kN.m)

Lantai ke-	El Centro		Kern County		Kobe		Loma Prieta	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	878.5	-1110	1282	-1449	907.3	-921.1	802.7	-862
2	1112	-1325	1558	-1888	1100	-1137	1018	-1201
3	1382	-1248	1545	-1861	1058	-1111	1082	-1340
4	1882	-1182	1653	-1563	938.1	-1081	1048	-1324
5	1930	-1552	1772	-1181	860	-1019	933.1	-1181
6	1930	-1930	1690	-1041	743.3	-888.5	797.3	-964.3
7	1796	-1930	1374	-919.7	578.3	-691.1	616.1	-718.2
8	1128	-1514	922.5	-660.6	380.9	-452.8	412.4	-455.3
9	625	-860.5	526.2	-379.9	210.4	-248.9	230.7	-246.5

Hal yang terjadi pada balok interior juga ditemukan hal yang dalam besaran momen pada balok exterior, dimana momen terbesar dihasilkan oleh gempa El Centro dan Kern. Tetapi dari tabel diatas, terlihat bahwa momen tiap lantai dari balok exterior jauh lebih kecil jika dibandingkan dengan momen balok pada bagian interior.

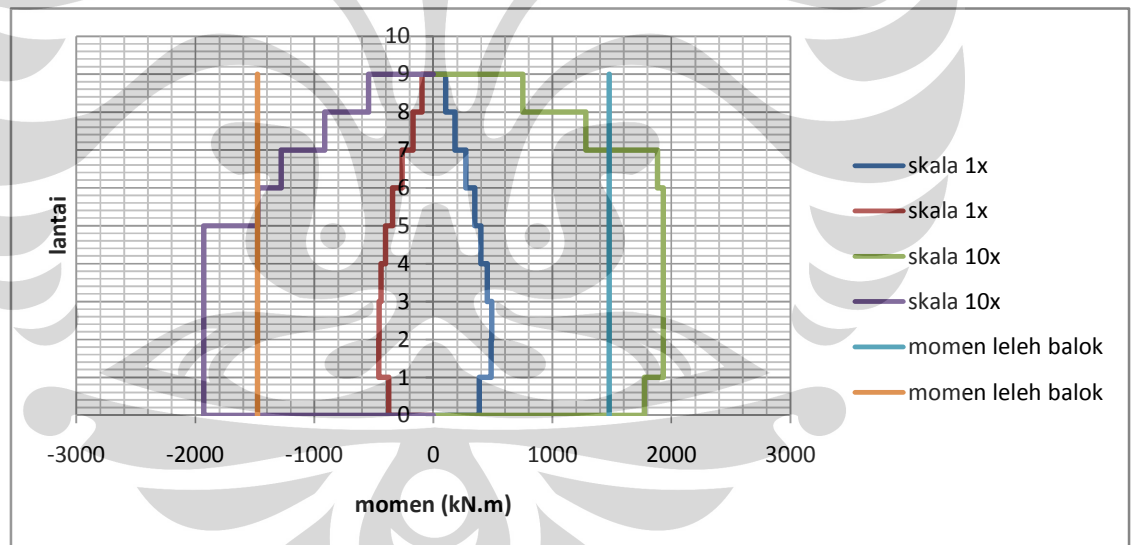


(a)

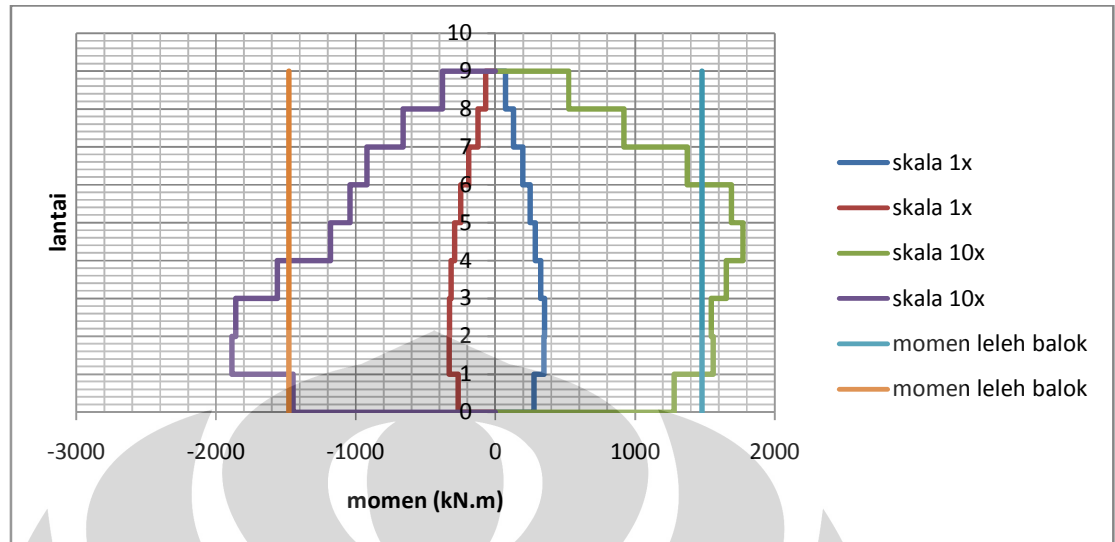


(b)

Gambar 4.4. Momen – El Centro :
(a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior

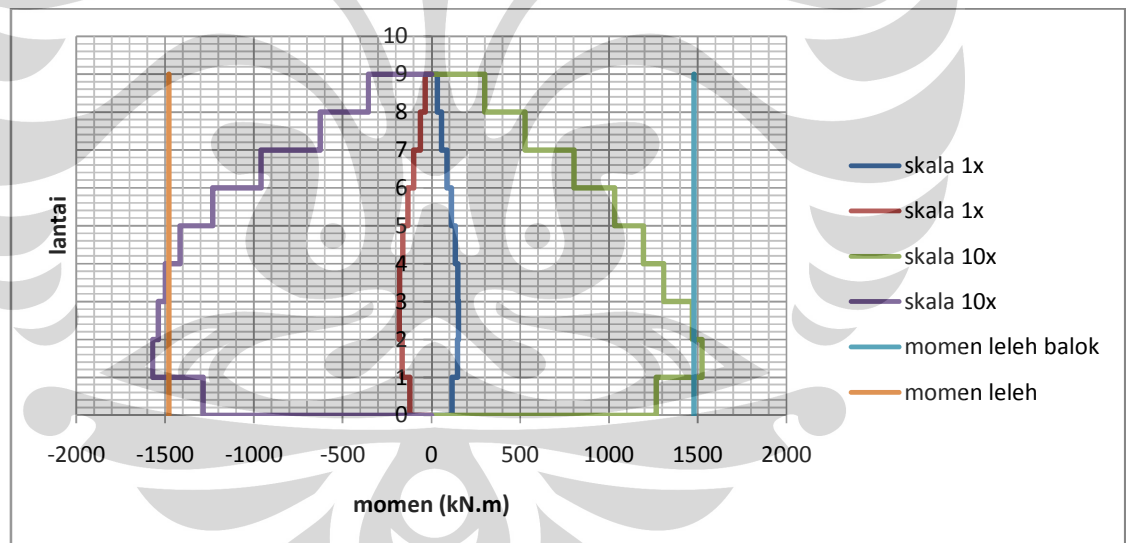


(a)

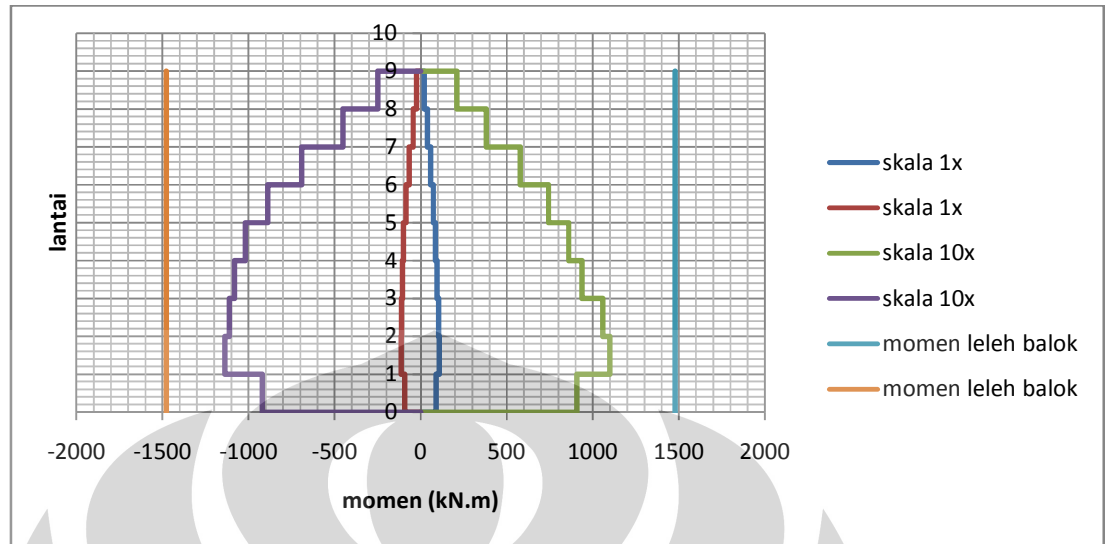


(b)

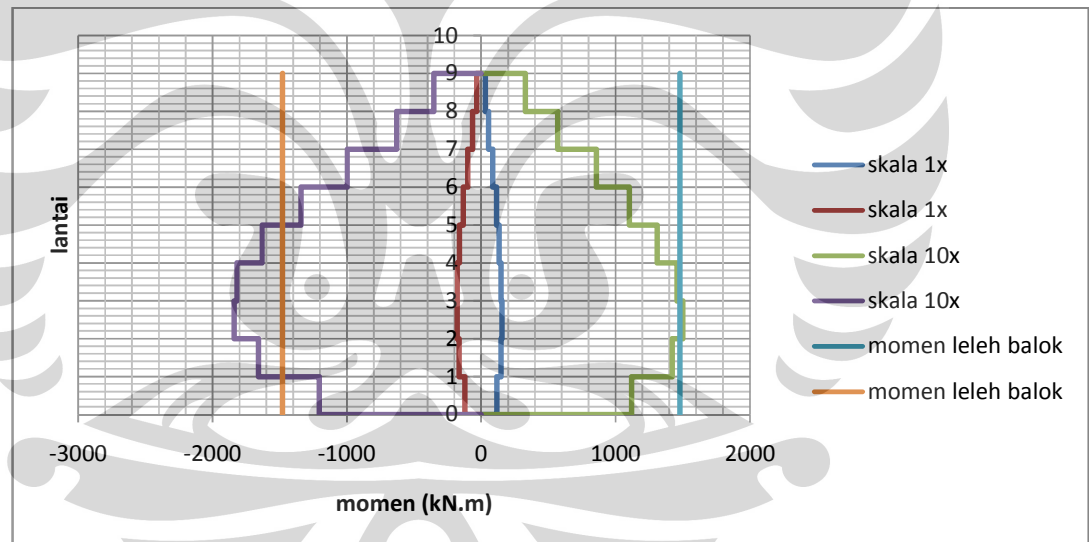
Gambar 4.5. Momen – Kern County :
(a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior



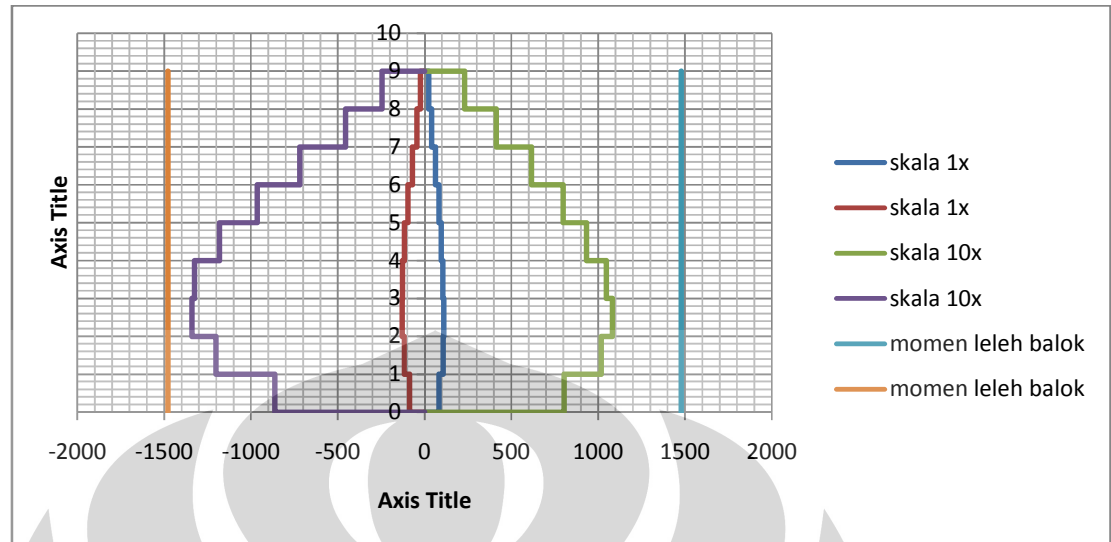
(a)



(b)

Gambar 4.6. Momen – Kobe :**(a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior**

(a)



(b)

Gambar 4.7. Momen – Loma Prieta :
(a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior

Momen leleh dari balok bangunan akhirnya tercapai ketika skala gempa dinaikkan menjadi 10x. Momen leleh dari penampang balok sebesar 1498 kN.m. Dari grafik diatas terlihat, tiap gempa menghasilkan balok yang melewati momen lelehnya ketika gempa dinaikkan skalanya. Balok yang melewati melewati momen lelehnya tidak terjadi di setiap lantai. Balok yang paling banyak leleh adalah balok pada bagian balok bagian interior. Balok interior lebih pendek jika dibandingkan dengan balok exterior, dimana balok interior sepanjang 4.4 m sedangkan untuk balok eksterior 6.4 m, oleh karena itulah momen leleh banyak lebih terbentuk di balok interior.

4.2.2 Gaya Geser Balok

Gaya geser merupakan gaya horizontal yang disebabkan oleh gempa dan arahnya tekak lurus dari penampang. Berikut adalah gaya geser pada balok interior dan eksterior :

Tabel 4.6. Gaya Geser Balok Interior (kN)

Lantai ke-	El Centro		Kern County		Kobe		Loma Prieta	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	190.5	-216.9	205.4	-198.5	66.36	-68.25	60.93	-64.19
2	235.7	-251.5	258	-244.3	80.57	-83.26	78.17	-87.84
3	235.9	-256.9	261.1	-243.3	78.36	-81.67	81.37	-96.19
4	227.6	-246.4	240.9	-235.2	69.62	-78.77	78.33	-94.97
5	207.5	-238.1	212.1	-215.1	63.55	-73.51	71.04	-86.11
6	187.8	-215.1	185.1	-183.4	54.96	-63.19	60.04	-71.4
7	161.5	-174	145.6	-140.9	42.74	-48.64	45.82	-52.93
8	113.7	-117.9	96.85	-91.86	28.16	-31.73	29.78	-33.38
9	64.91	-66.13	53.87	-50.54	15.59	-17.47	16.37	-18.03

Tabel 4.7. Gaya Geser Balok Interior Skala Gempa 10x (kN)

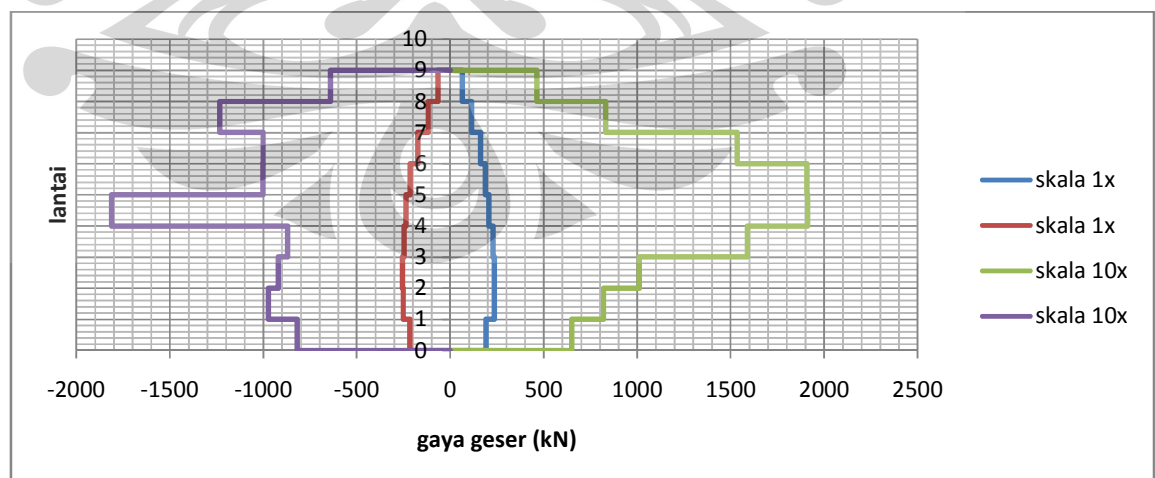
Lantai ke-	El Centro		Kern County		Kobe		Loma Prieta	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	650.3	-818.5	942.9	-1095	671.5	-681.5	593.5	-638
2	820.8	-971.6	1266	-1013	812.2	-838	754.2	-884.6
3	1012	-918.1	1238	-1008	781.6	-819.8	799.3	-984.1
4	1590	-870.5	1315	-1438	695.5	-798.1	774.7	-972.6
5	1911	-1812	1451	-1011	635.5	-753.3	694.1	-870.2
6	1907	-1002	1421	-769.2	549.6	-656.8	588.5	-713.6
7	1534	-1001	1006	-679.3	427.4	-510.8	455.5	-530.8
8	831.3	-1232	683	-487.9	281.6	-334.7	304.7	-336.7
9	462.9	-641	389	-281.3	155.9	-184.5	170.8	-182.7

Tabel 4.8. Gaya Geser Balok Exterior (kN.m)

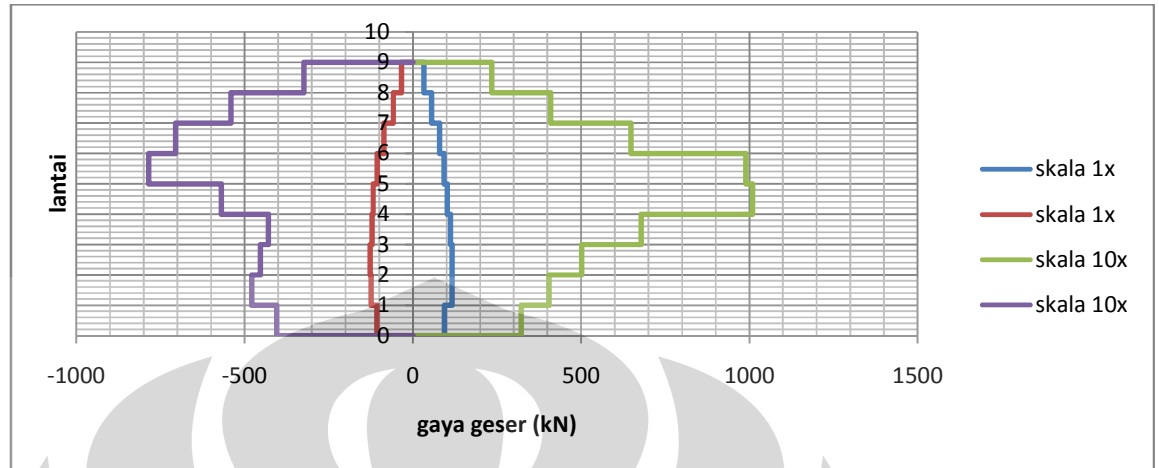
Lantai ke-	El Centro		Kern County		Kobe		Loma Prieta	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	94.6	-107.6	102	-98.52	32.95	-33.89	30.24	-31.84
2	116.5	-124.2	127.5	-120.7	39.82	-41.15	38.63	-43.4
3	116.6	-127	129.1	-120.3	38.74	-40.38	40.23	-47.53
4	112.5	-121.8	119.1	-116.3	34.41	-38.92	38.72	-46.92
5	102.5	-117.7	104.8	-106.3	31.4	-36.32	35.11	-42.55
6	92.88	-106.2	91.43	-90.62	27.15	-31.22	29.66	-35.28
7	79.78	-85.95	71.97	-69.66	21.13	-24.04	22.66	-26.18
8	55.81	-57.92	47.61	-45.18	13.84	-15.6	14.64	-16.43
9	32.91	-33.54	27.32	-25.64	3.65	-8.862	8.304	-9.149

Tabel 4.9. Gaya Geser Balok Exterior Skala Gempa 10x (kN.m)

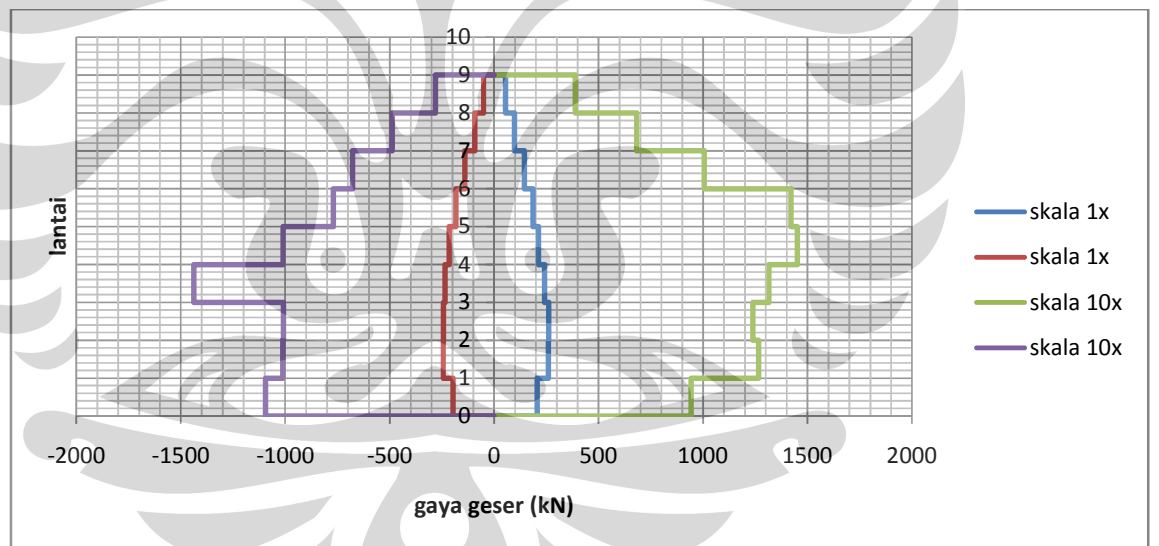
Lantai ke-	El Centro		Kern County		Kobe		Loma Prieta	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	321.9	-405.4	468.4	-527.4	333.2	-338.4	294.5	-316.4
2	405.2	-479.3	563.4	-679.5	401.5	-414.4	372.9	-437.3
3	501	-453.2	559.6	-672.4	386.8	-405.5	395.2	-486.5
4	677.9	-429.4	598.1	-567.2	343.5	-394.6	383	-480.7
5	1009	-569.9	640.3	-430.9	314.2	-372.1	342.7	-430.2
6	989.6	-785	610.6	-379.6	271.5	-324.4	291	-352.5
7	648.3	-705.3	498.5	-335.3	211.3	-252.5	225.1	-262.5
8	409.5	-541.2	335.1	-239.5	138.4	-164.6	149.7	-165.7
9	234.4	-323.9	197.3	-142.6	79.07	-93.58	86.63	-92.71

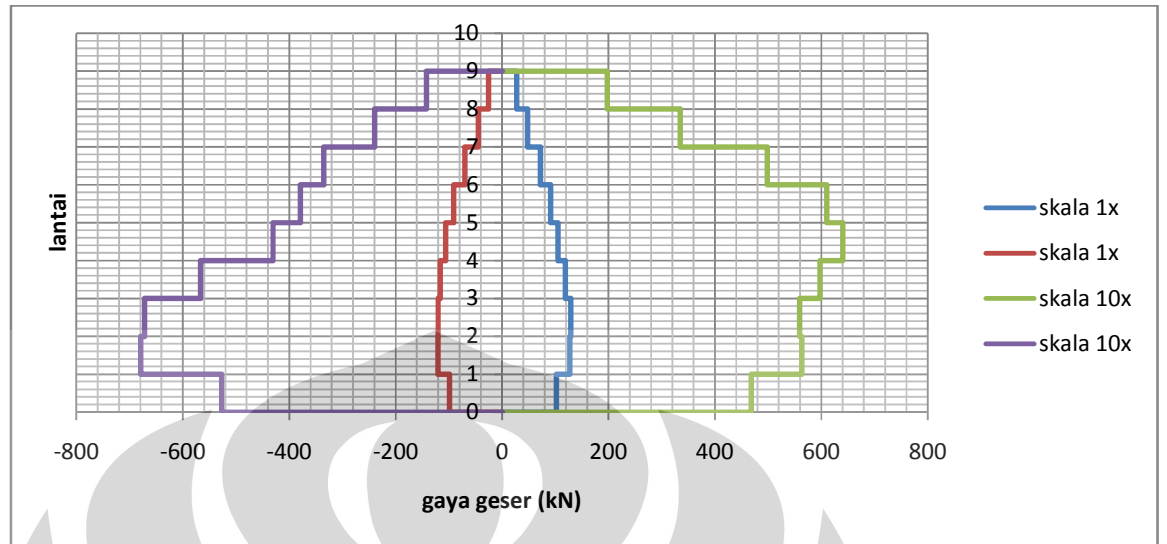


(a)



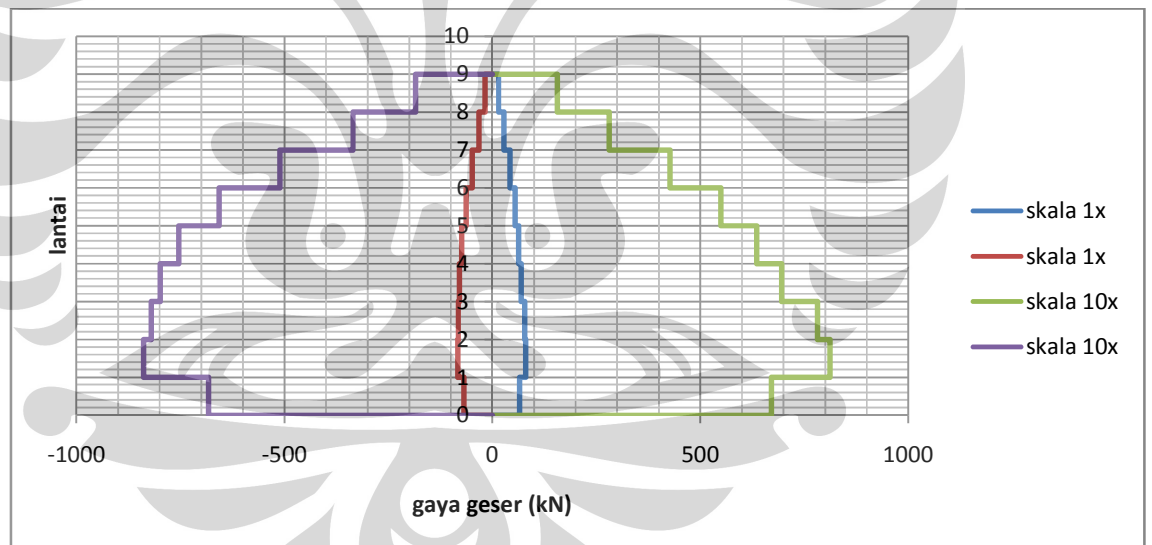
Gambar 4.8. Gaya Geser – El Centro :
(a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior



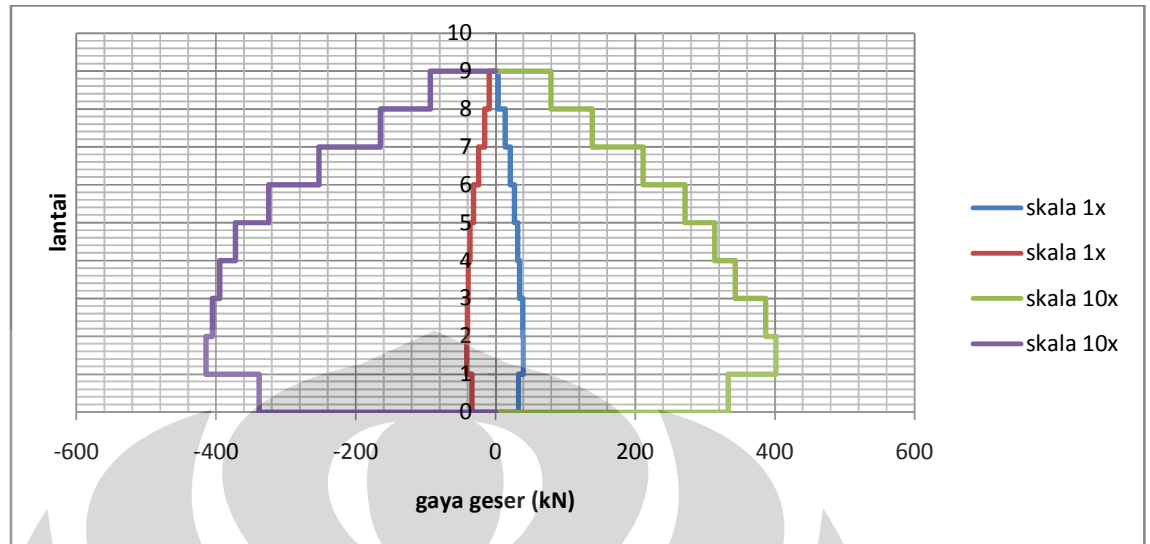


(b)

Gambar 4.9. Gaya Geser – Kern County :
(a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior

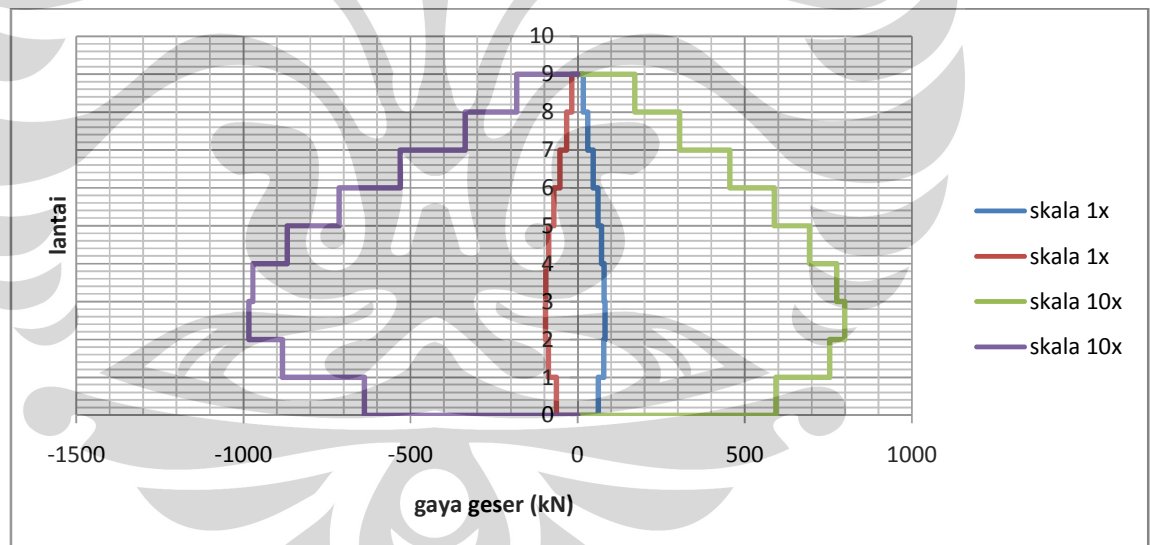


(a)

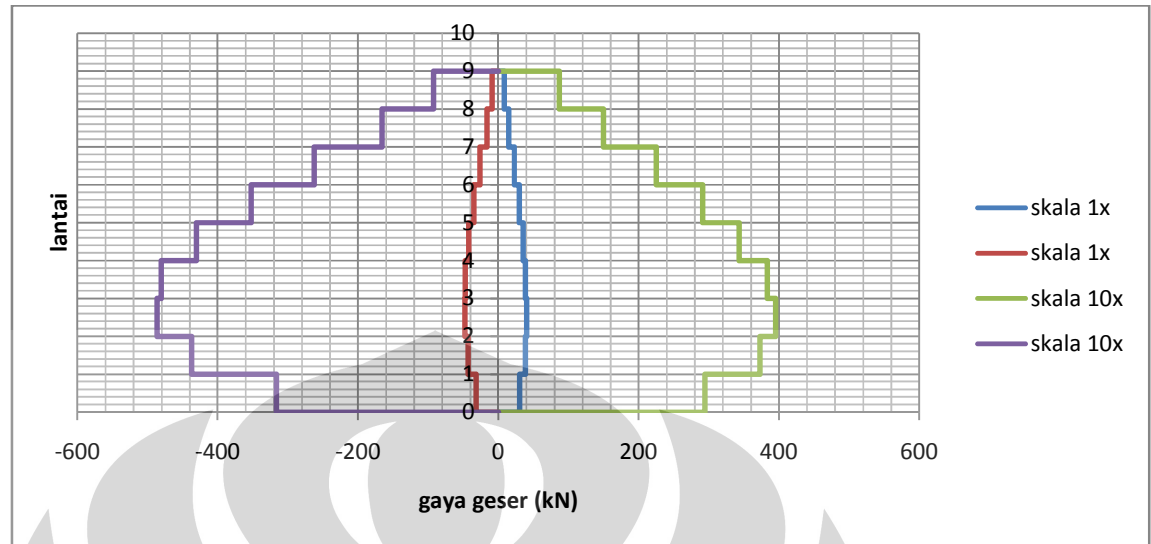


(b)

Gambar 4.10. Gaya Geser – Kobe :
(a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior



(a)



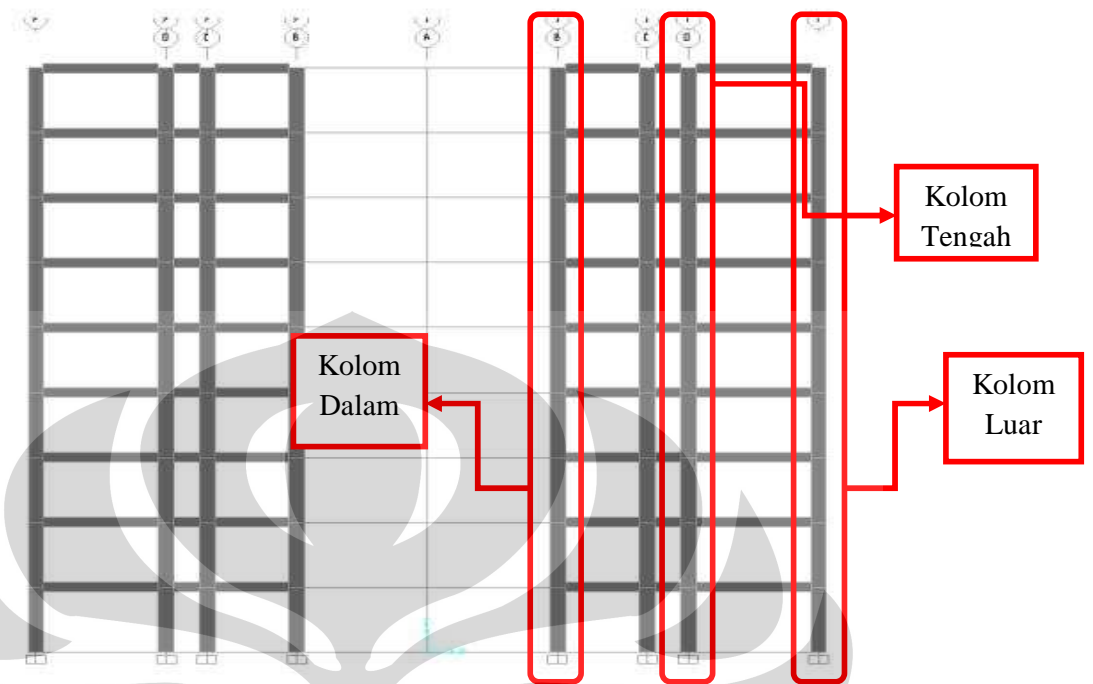
(b)

Gambar 4.11. Gaya Geser – Loma Prieta :
(a) Balok Interior, (b) Balok Eksterior

Gaya geser yang dihasilkan akibat ke empat gempa menunjukkan bahwa, pada lantai 9 ke lantai 3, gaya geser cenderung naik tetapi pada lantai 3 ke lantai 1 terjadi penurunan gaya geser. Hal yang juga terjadi pada saat kenaikan skala gempa, gaya geser akibat gempa Loma dan Kobe cenderung naik dari lantai 9 ke lantai 3, tetapi menurun dari lantai 3 ke lantai 1. Tetapi, gaya geser akibat gempa El Centro dan Kern terjadi perubahan dimana gaya geser berubah secara tidak beraturan di setiap lantainya.

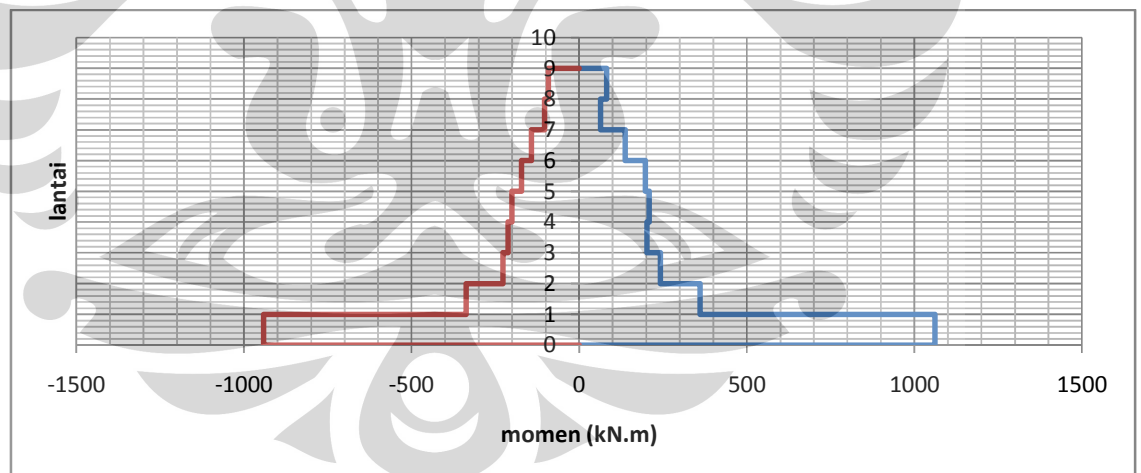
4.3 Gaya Dalam pada Kolom

Gaya dalam momen yang analisa hanya kolom pada lantai 1. Kolom dibedakan menjadi kolom luar, kolom tengah dan kolom dalam.

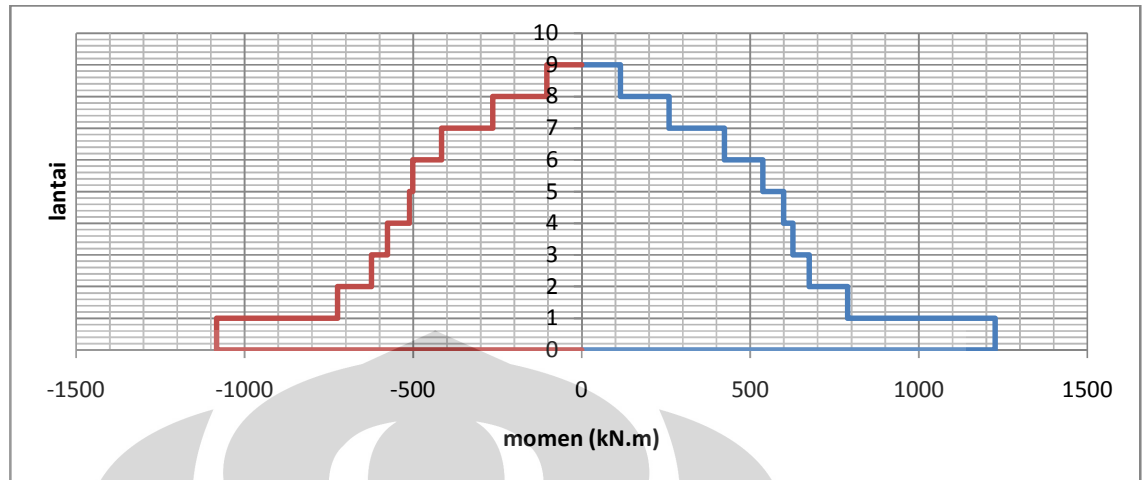


Gambar 4.12. Layout Kolom Analisa

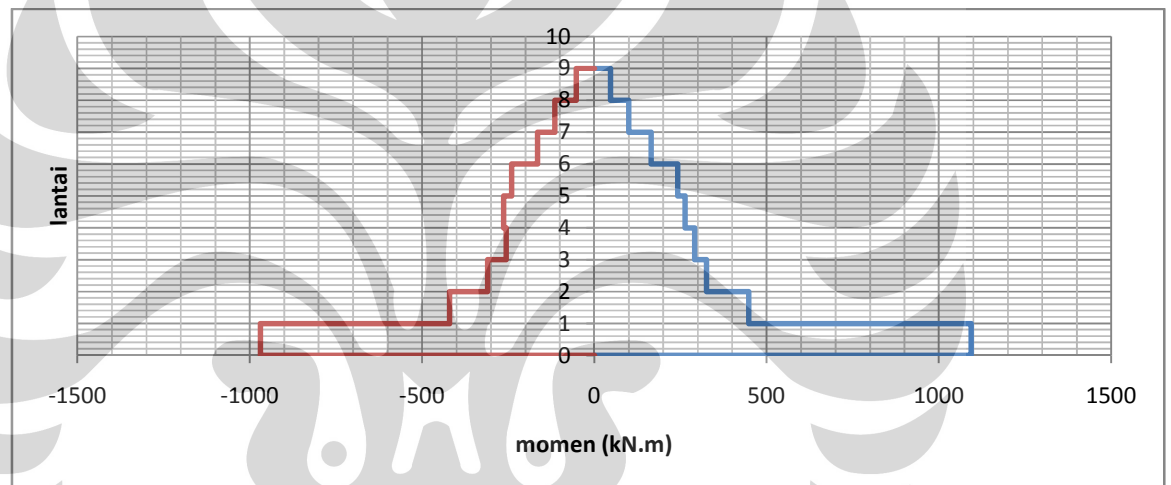
4.3.1 Gaya Dalam Momen



(a)

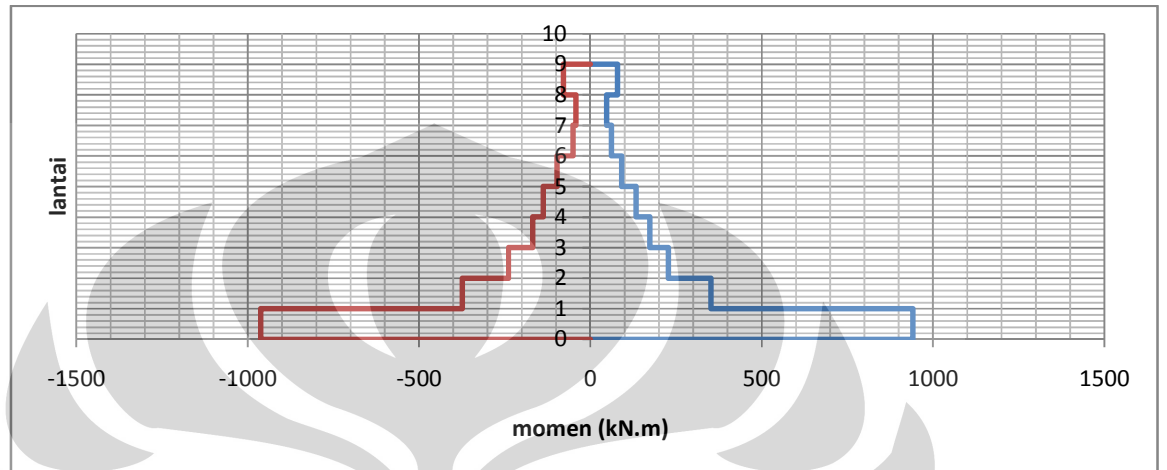


(b)

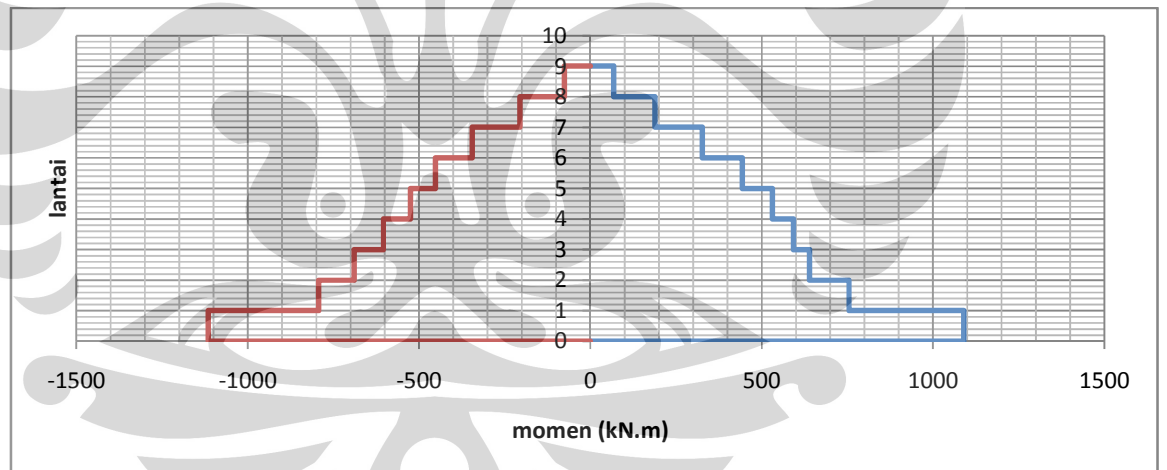


(c)

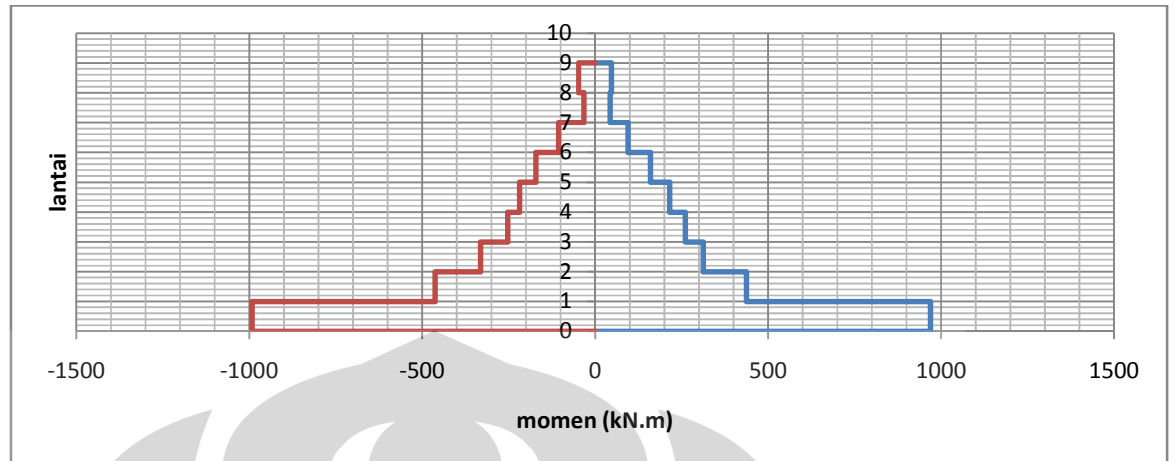
Gambar 4.13. Momen Kolom El Centro :
(a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam



(a)

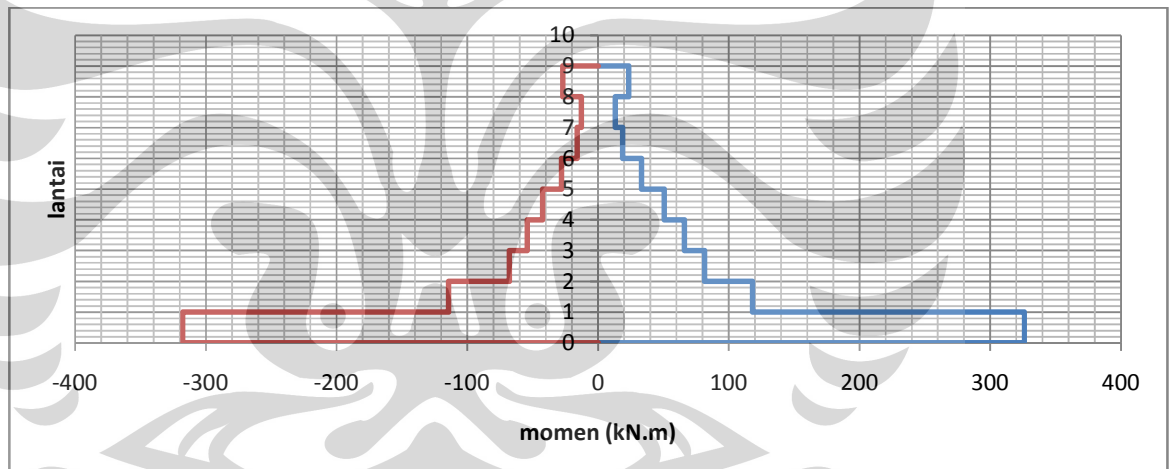


(b)

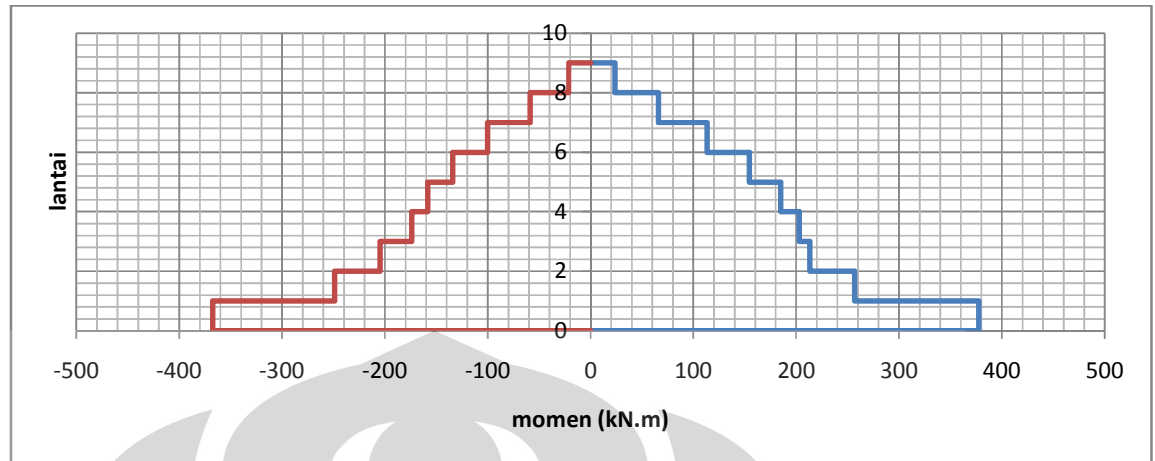


(c)

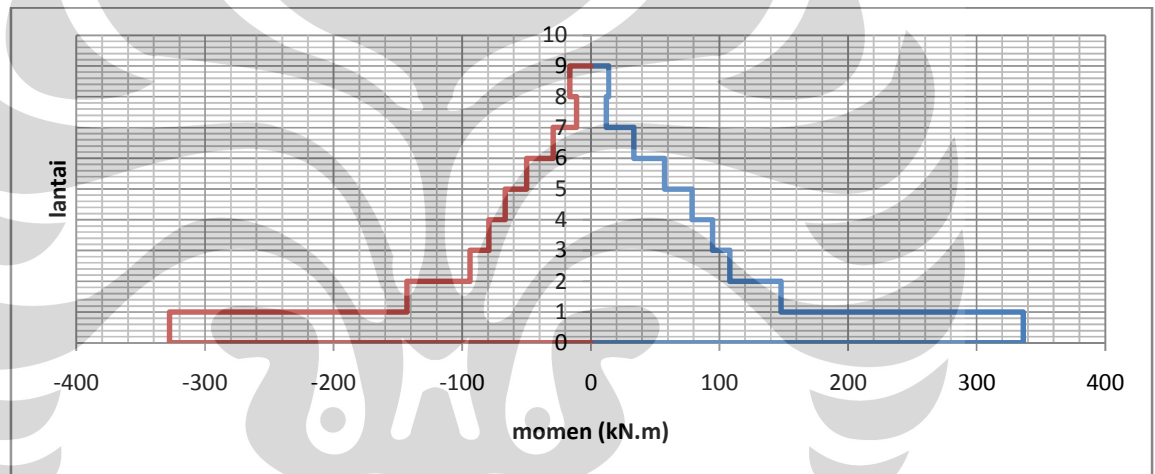
Gambar 4.14. Momen Kolom Kern County:
(a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam



(a)

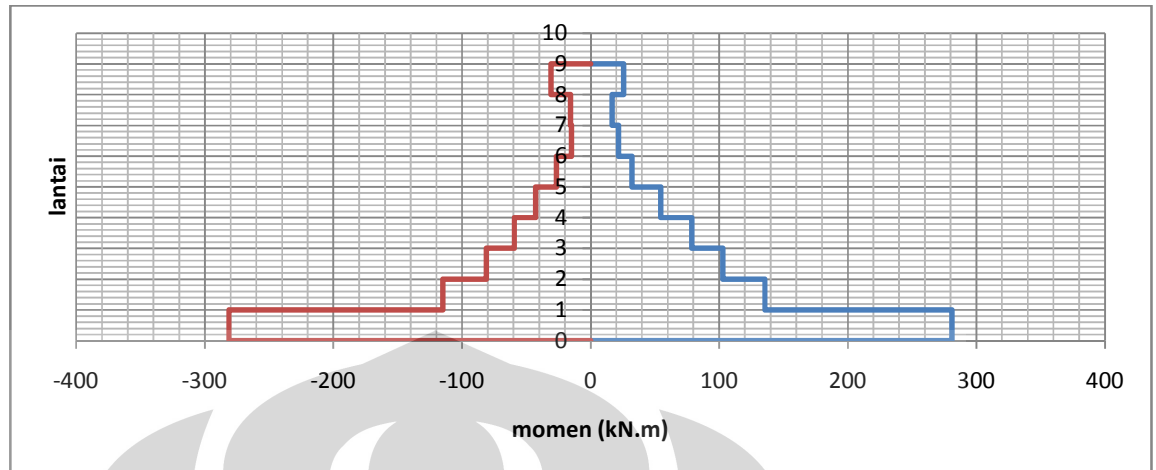


(b)

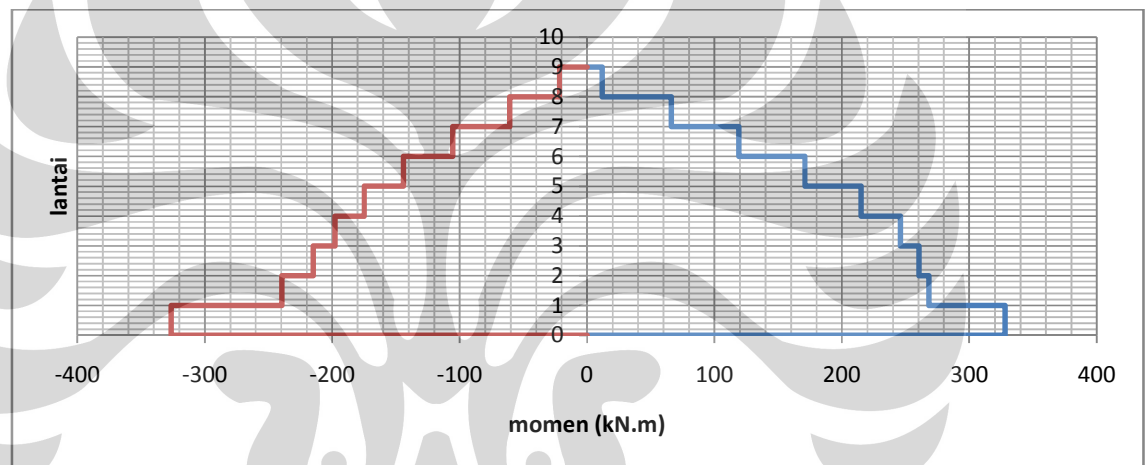


(c)

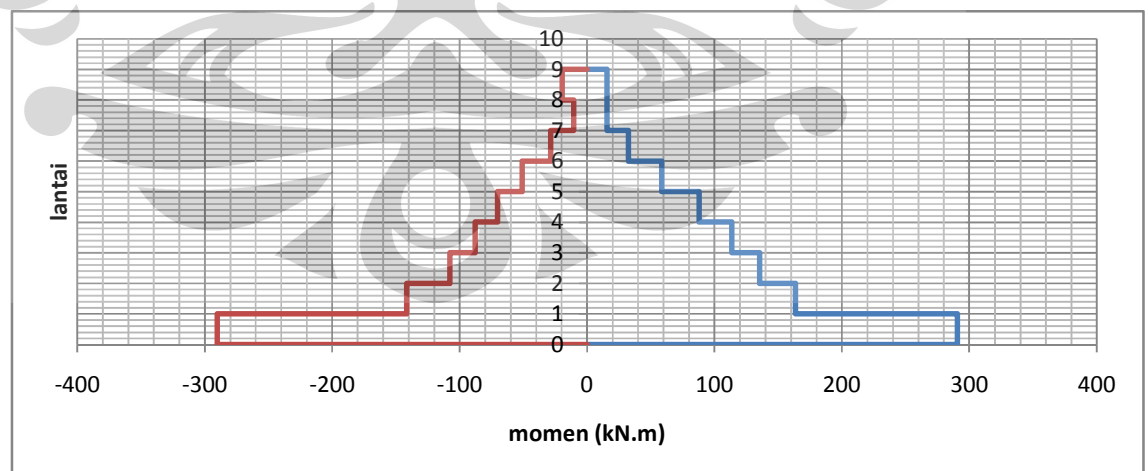
Gambar 4.15. Momen Kolom Kobe:
(a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam



(a)



(b)



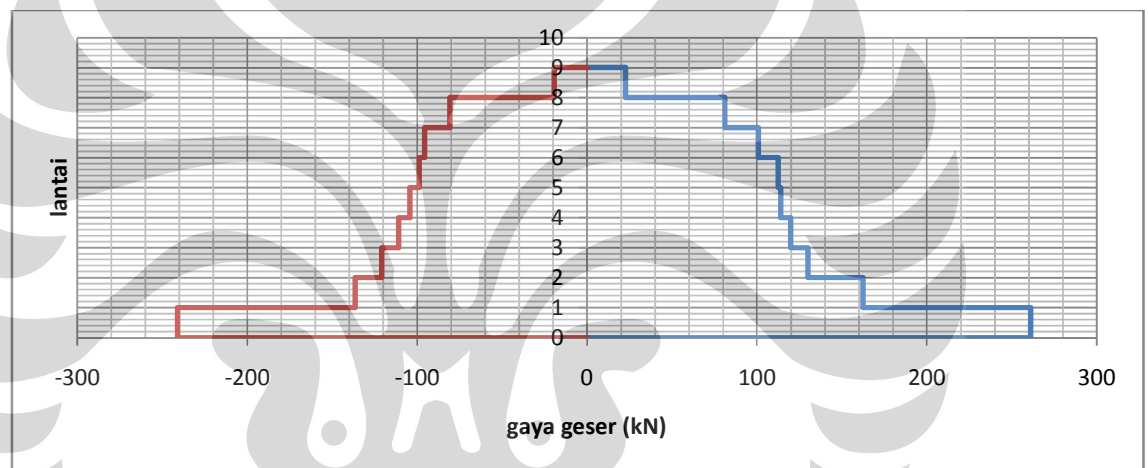
(c)

Gambar 4.16. Momen Kolom Loma Prieta:
(a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam

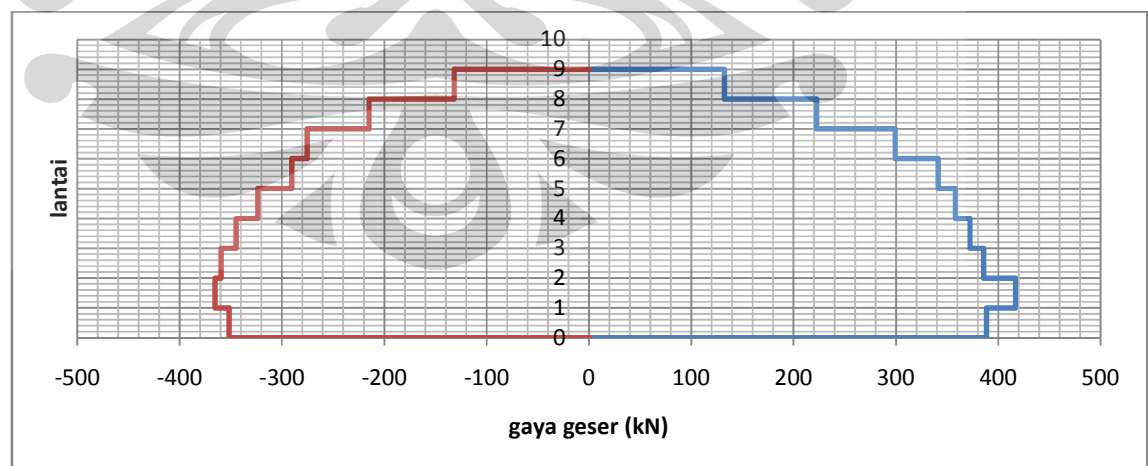
Momen yang pada kolom luar, kolom tengah, dan kolom dalam tidak ada yang melebihi momen leleh dari penampang kolom, dimana momen leleh untuk penampang kolom yaitu sebesar 3590 kN.m. Momen terbesar terjadi pada lantai 1. Momen pada kolom tengah lebih besar jika momen pada kolom luar dan dalam. Hal ini, terjadi pada gempa El Centro, Kern County, Kobe maupun gempa Loma Prieta.

4.3.2 Gaya Geser Kolom

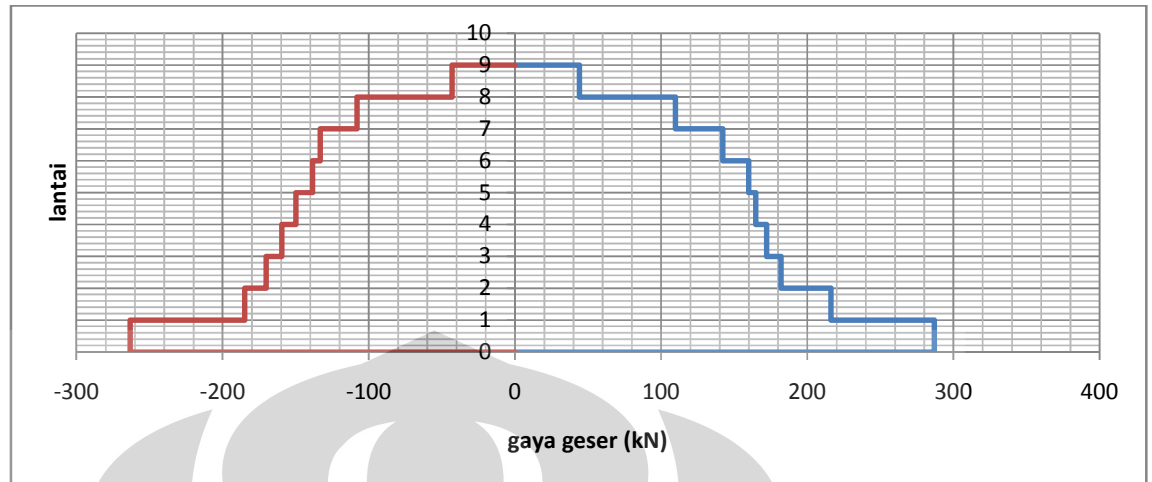
Berikut adalah gaya geser pada kolom luar, kolom tengah dan kolom dalam :



(a)

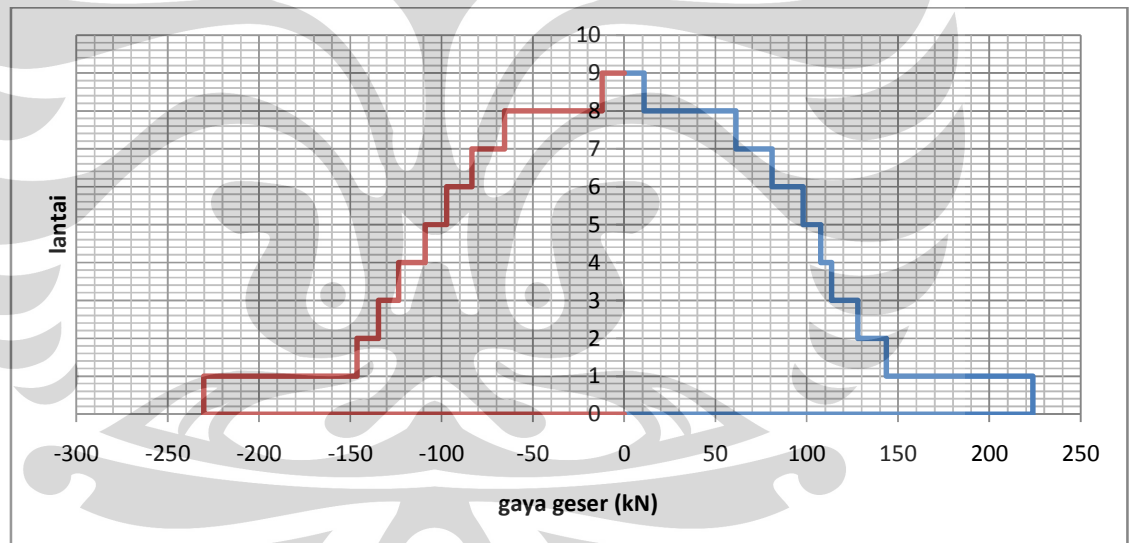


(b)

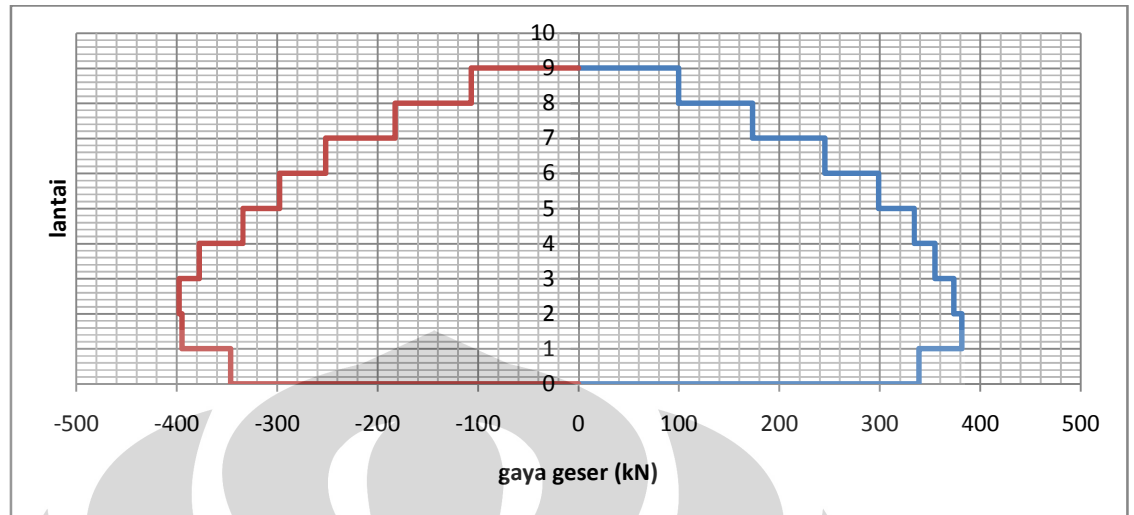


(c)

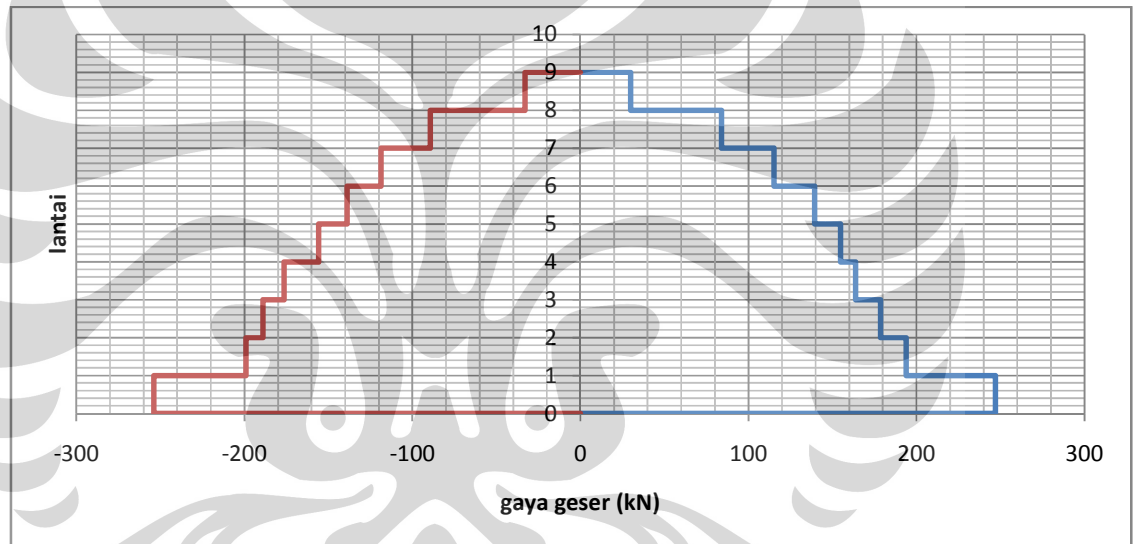
Gambar 4.17. Gaya Geser Kolom El Centro :
(a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam



(a)

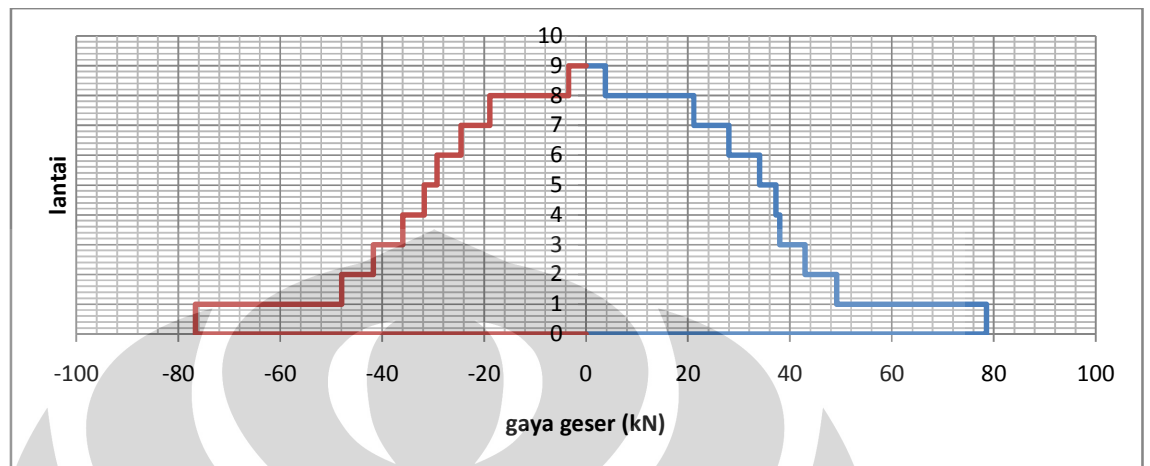


(b)

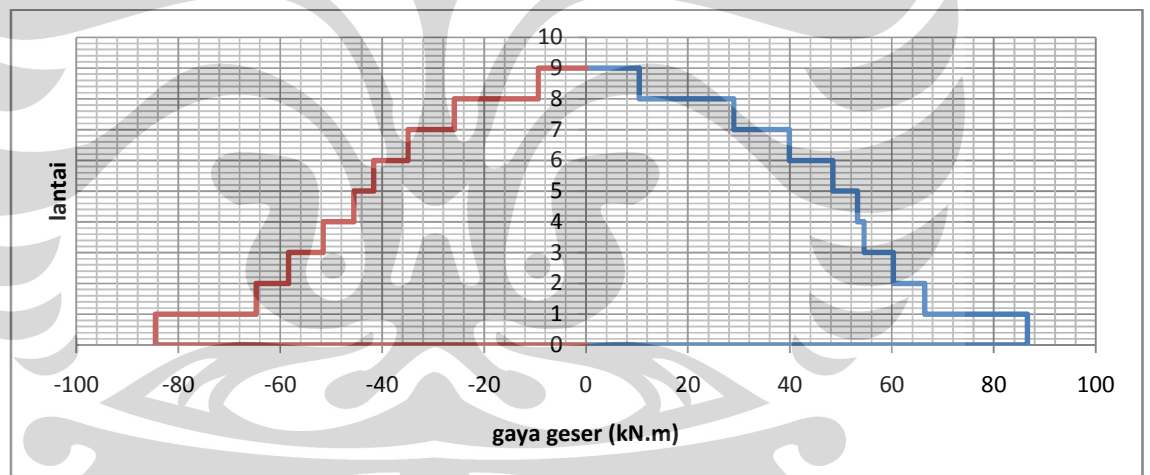


(c)

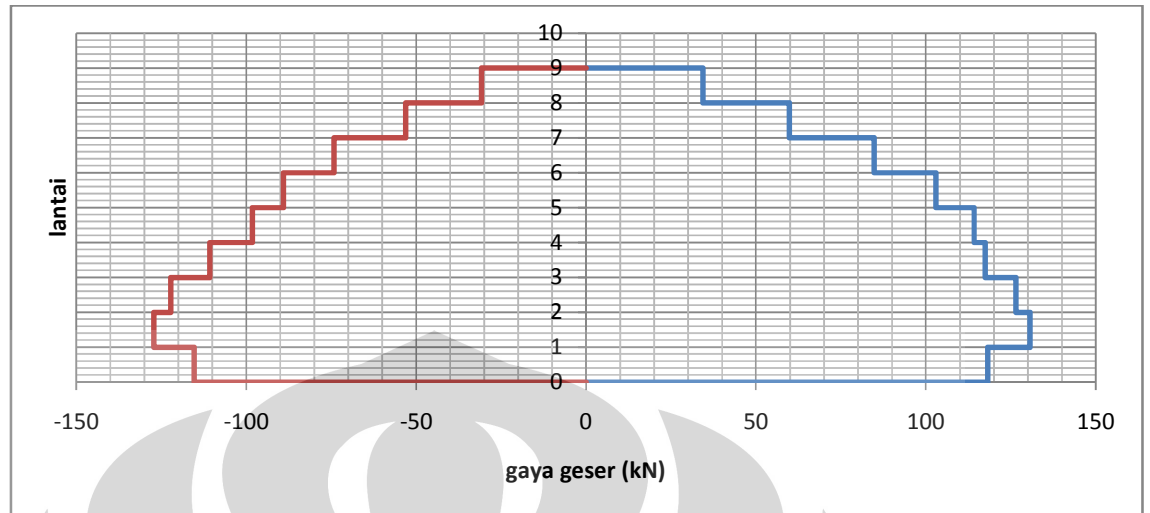
Gambar 4.18. Gaya Geser Kolom Kern :
(a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam



(a)



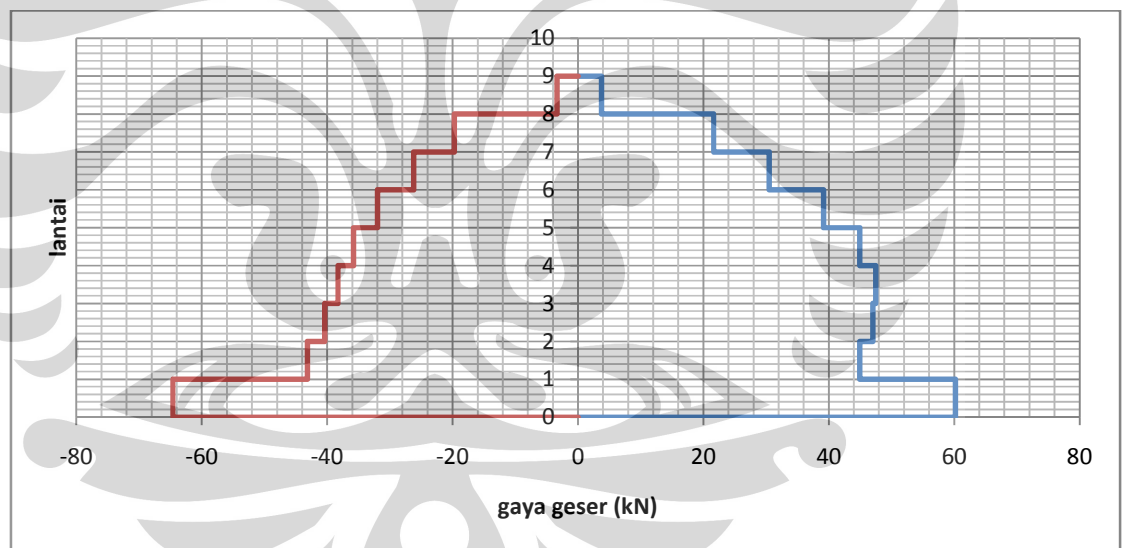
(b)



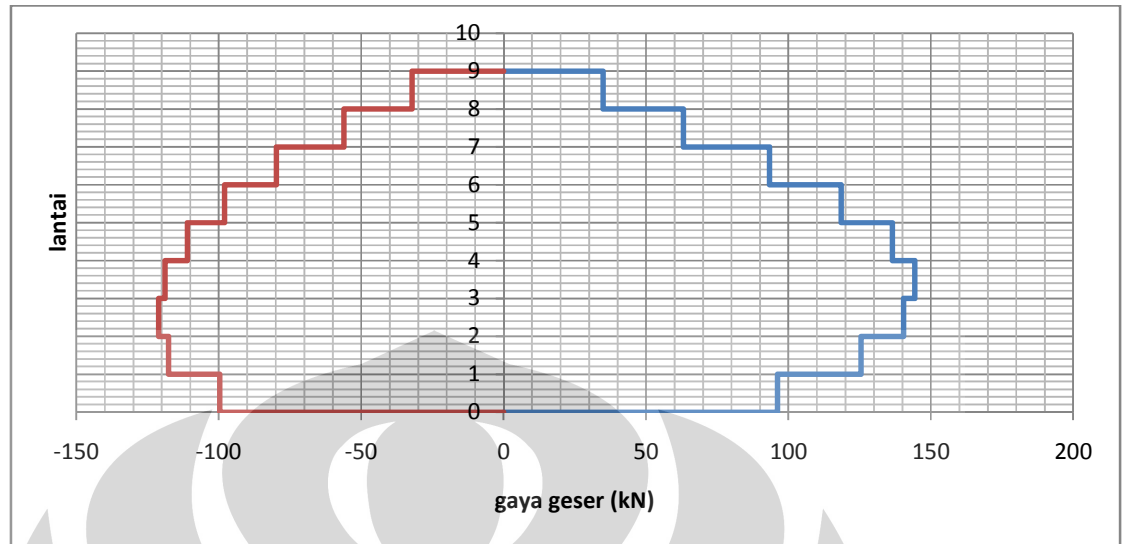
(c)

Gambar 4.19. Gaya Geser Kolom Kobe :

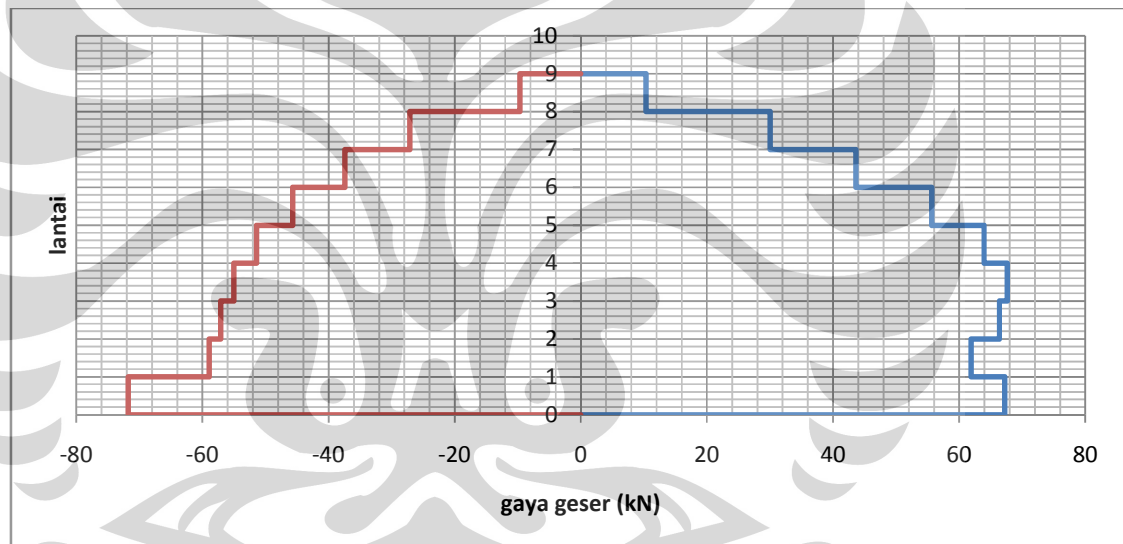
(a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam



(a)



(b)



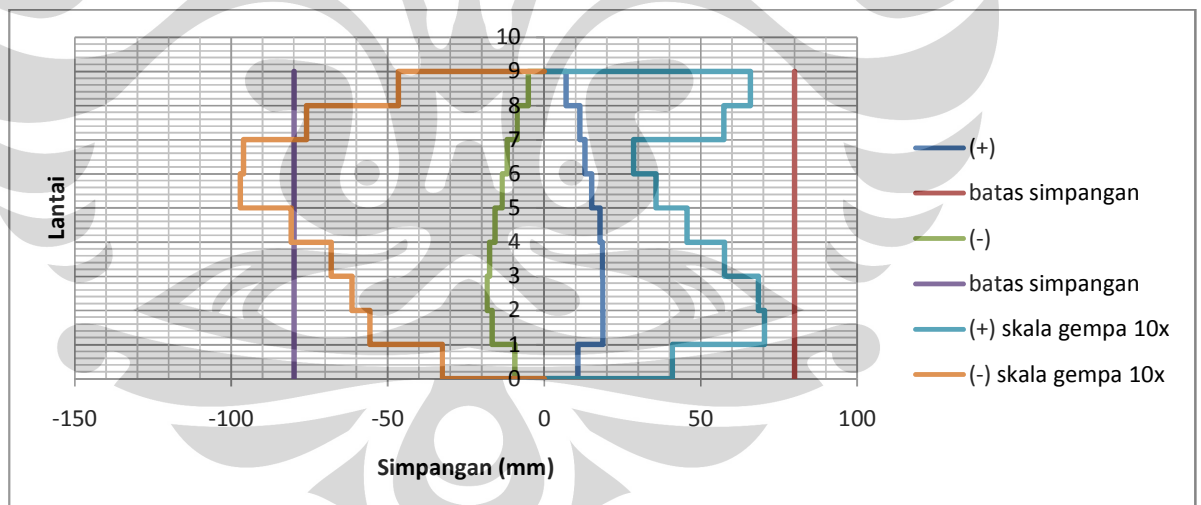
(c)

Gambar 4.20. Gaya Geser Kolom Loma :
(a) Kolom Luar, (b) Kolom Tengah, (c) Kolom Dalam

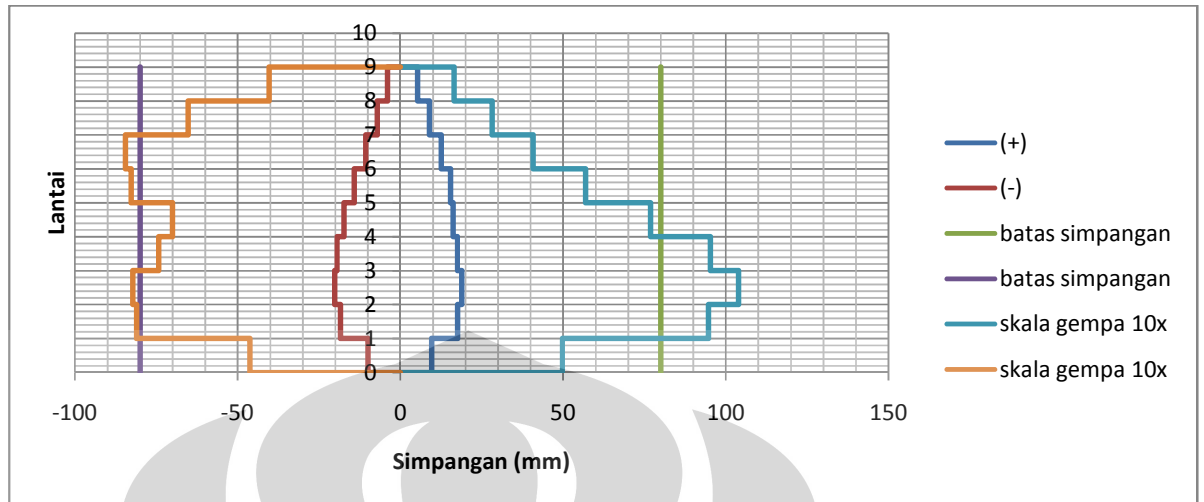
Gaya geser terbesar terjadi di kolom tengah. Gaya geser yang terlalu besar dimana jika melewati kekuatan penampang menahan gaya geser, maka dapat terjadi gagal pada kolom.

4.4 Simpangan

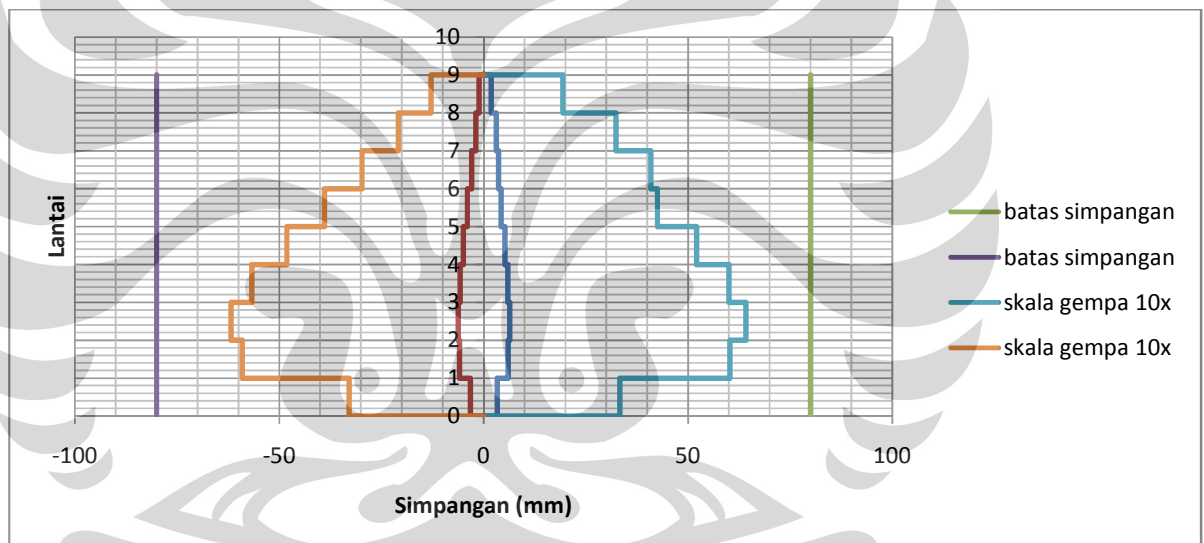
Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh gempa, yaitu membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping itu juga untuk mencegah terjadi kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisahkan dengan sela pemisah (sela dilatasi). Simpangan (*drift*) merupakan perpindahan lateral relative antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap-tiap tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*). Berdasarkan UBC 1997 bahwa batasan story drift atau simpangan antar tingkat untuk bangunan dengan periode lebih dari 0.7 detik maka simpangan antar tingkat harus lebih kecil dari 2% dari tingkat bangunan. Diketahui bahwa tinggi tingkat model bangunan adalah 4 m, sehingga simpangan dari tiap lantai model bangunan ini tidak boleh melebihi 80 mm. Grafik dibawah ini menunjukkan simpangan tiap lantai dari model struktur untuk tiap gempa.



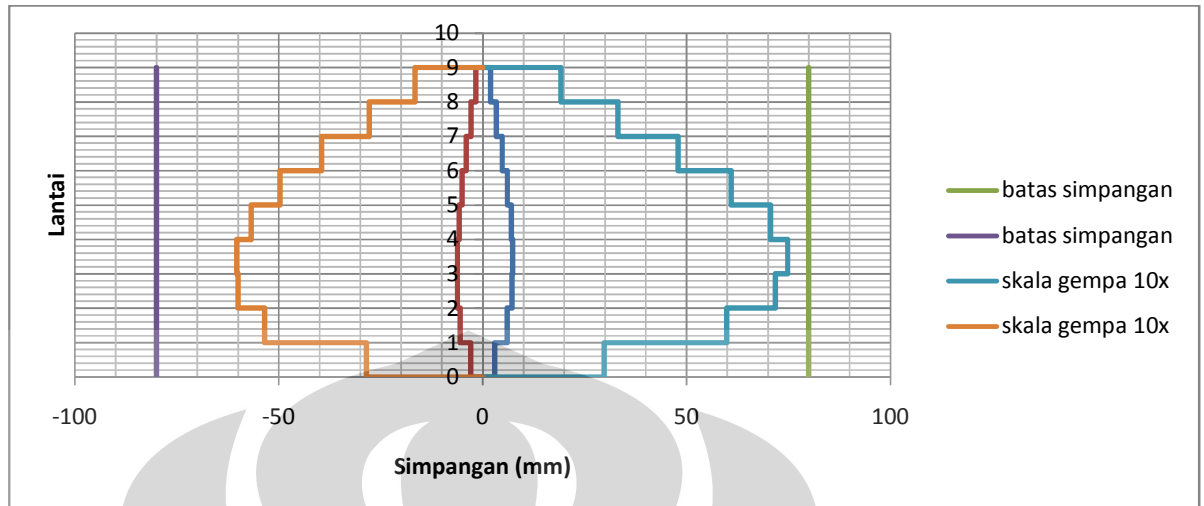
Gambar 4.21. Simpangan – El Centro



Gambar 4.22. Simpangan - Kern



Gambar 4.23. Simpangan - Kobe



Gambar 4.24. Simpangan Loma

Dari grafik – grafik diatas terlihat bahwa, simpangan yang dihasilkan tiap gempa berbeda satu sama lain. Pada saat gempa belum dinaikkan menjadi 10x, simpangan yang dihasilkan tiap lantai tidak ada yang melebihi batas simpangan maksimum yaitu 80 mm. Hal ini menunjukkan, model bangunan struktur tersebut memenuhi syarat yang ada dan memberikan kenyamanan bagi penghuni dan juga mengurangi momen-momen sekunder yang terjadi akibat penyimpangan garis kerja aksial didalam kolom-kolom (yang dikenal dengan P-delta). Simpangan terbesar dihasilkan oleh gempa El Centro dan Kern, dimana simpangan kurang dari 20 mm, sedangkan simpangan akibat gempa Kobe dan Loma kurang dari 10 mm. Ketika gempa dinaikkan dengan 10x dari gempa awal, maka terjadi kenaikan besaran simpangan untuk tiap gempa, tetapi hanya gempa EL Centro dan Kern yang menghasilkan simpangan pada beberapa lantai model bangunan melebihi batasan simpangan maksimum.

4.5 Analisa Terhadap Momen Leleh

Ketika model struktur dianalisa dengan bebab gempa El Centro, Loma, Kern dan Kobe, ternyata tidak ada balok maupun kolom yang melewati momen lelehnya, hal ini ditunjukkan dari tidak adanya bagian sendi plastis balok dan kolom yang mengalami perubahan berwarna, dimana perubahan warna tersebut menunjukkan bagian balok dan kolom yang mengalami pelelahan. Sehingga

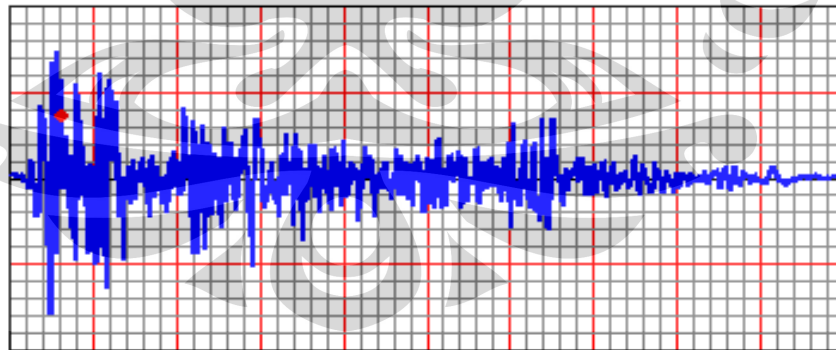
dilakukan analisa terhadap struktur tersebut dengan menaikkan beban gempa dari El Centro, Loma, Kern, dan Kobe menjadi 10x lipat dari beban awal. Setelah beban gempa dinaikkan, maka diketahui bagian balok dan kolom yang pertama melewati momen leleh dan dapat diketahui juga alur terjadinya momen leleh di balok dan kolom. Analisa *time history* hanya dilakukan sampai step dimana analisa sudah melewati *acelaration* terbesar dari setiap gempa. Hal ini dikarenakan, analisa hanya ingin mengetahui tempat terjadinya momen leleh yang pertama kalinya pada bagian kolom dan balok dari struktur dan mengetahui seberapa besar momen yang dihasilkan untuk melewati momen leleh.

Tabel 4.10. Lama Gempa

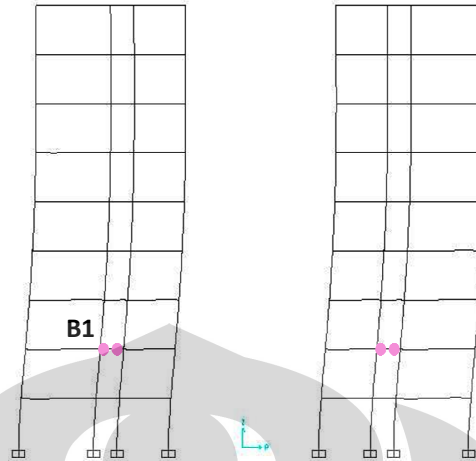
	El Centro	Kern County	Kobe	Loma Prieta
lamanya gempa	40 detik	75.37 detik	78 detik	39.95 detik
waktu skala gempa 1x	40 detik	75.37 detik	78 detik	39.95 detik
waktu skala gempa 10x	2.27 detik	9.53 detik	41.3 detik	11.705 detik

A) Gempa El Centro

Pada gempa El Centro, analisa hanya dilakukan sampai detik ke 2.27 dari total gempa 40 detik. Momen leleh terjadi pada detik ke 1.42. Momen leleh terbentuk pada balok lantai 2.

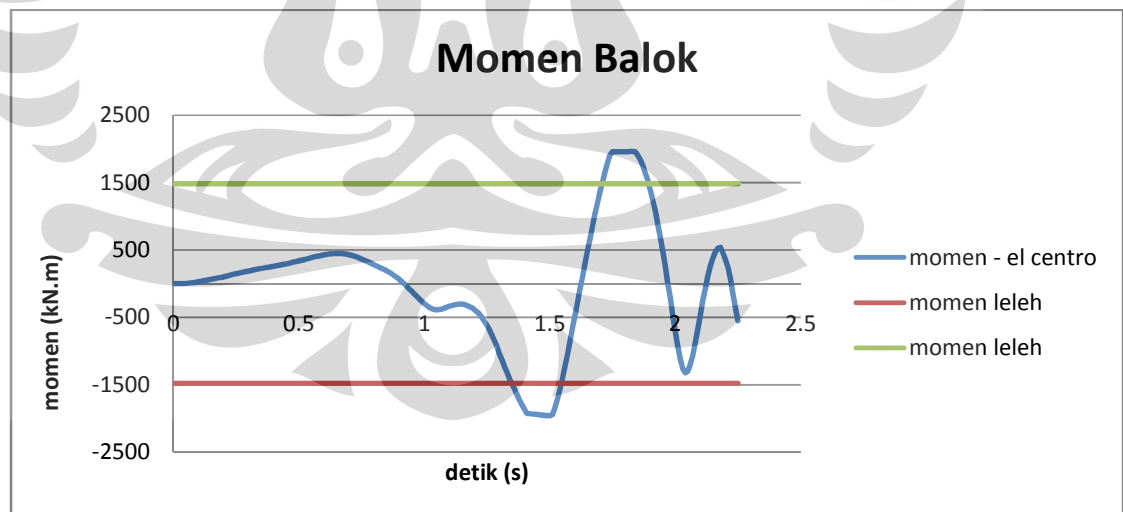


Gambar 4.25. Akselerogram Gempa El Centro

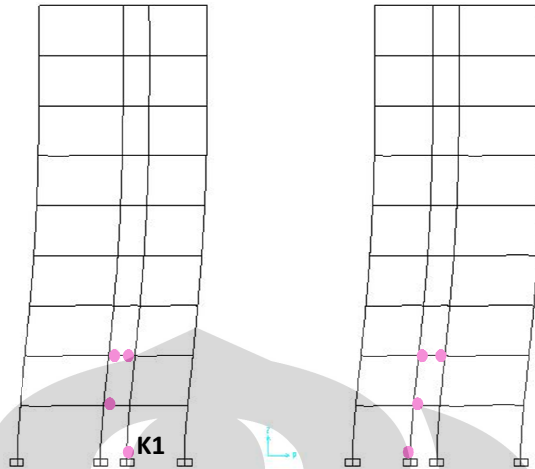


Gambar 4.26. Momen Leleh Pada Balok (El Centro)

Momen leleh terjadi pada balok tengah dimana panjang balok tersebut sebesar 2 m. Karena bangunan merupakan struktur yang simetris, maka terjadi sendi plastis seperti gambar diatas. Dibawah ini merupakan grafik dari balok B1, dimana terlihat pada besaran momen yang terjadi pada balok melebihi dari momen leleh dari penampang balok dari struktur gedung.

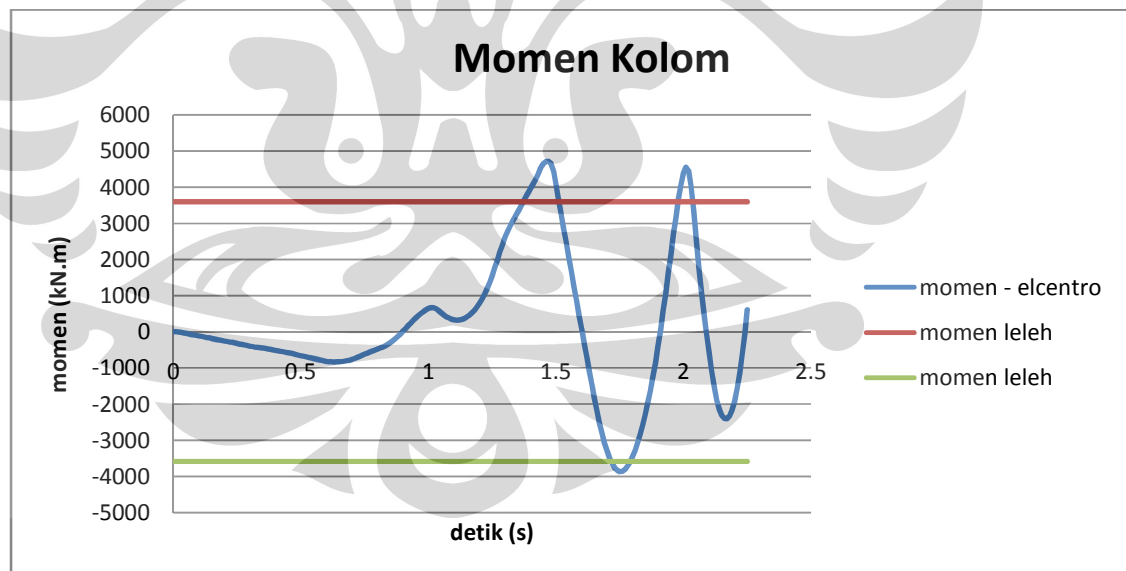


Gambar 4.27. Momen Pada Balok B1

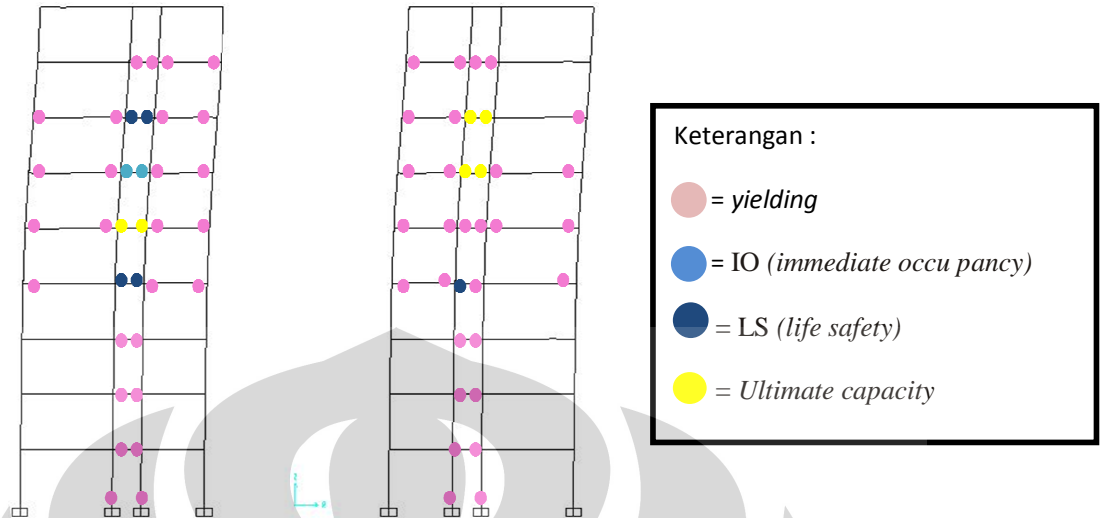


Gambar 4.28. Momen Leleh Pada Kolom (El Centro)

Setelah 0.03 detik atau detik ke 1.45 dari terbentuknya momen leleh di balok, akhirnya terjadi momen leleh di kolom. Pada saat gempa terjadi, diharapkan momen leleh yang terbentuk ialah pada kolom paling bawah atau kolom pada lantai 1.



Gambar 4.29. Momen Pada Kolom K1

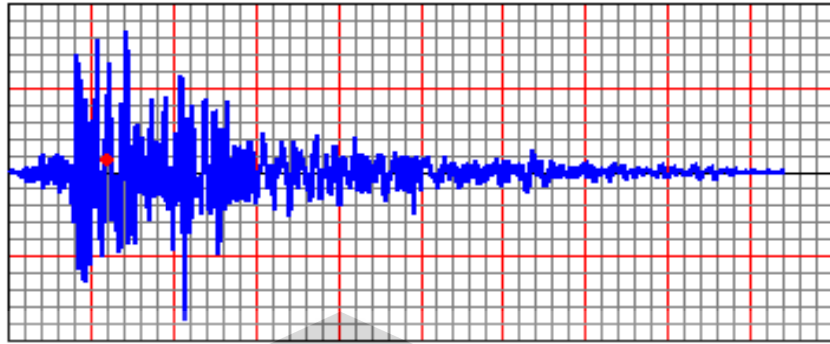


Gambar 4.30. Sendi Plastis Akibat Gempa El Centro

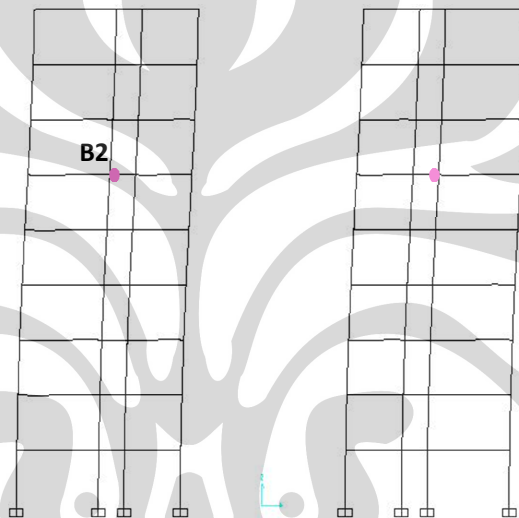
Gambar diatas menunjukkan momen leleh yang terbentuk akibat gempa El Centro. Sebagian besar momen leleh terjadi pada balok tengah. Momen leleh pada yang terjadi dibagian balok interior dan balok eksterior tidak terbentuk pada lantai 1 sampai lantai 3, dari gambar 4.30 terlihat terjadinya momen leleh pada balok. Dari gambar diatas juga terlihat juga terbentuknya sendi plastis di lantai 4, 5, 6 dan lantai 7.

B) Gempa Kern County

Untuk gempa Kern County, analisa momen leleh hanya sampai detik 9.53 seperti yang ditunjukkan pada akselerogram gempa Kern County pada gambar 4.31 dibawah ini. Momen leleh pada balok dan kolom lantai pertama sudah terbentuk akibat gempa Kern County sebelum analisa sampai gempa berakhir pada detik ke 75.37 detik.

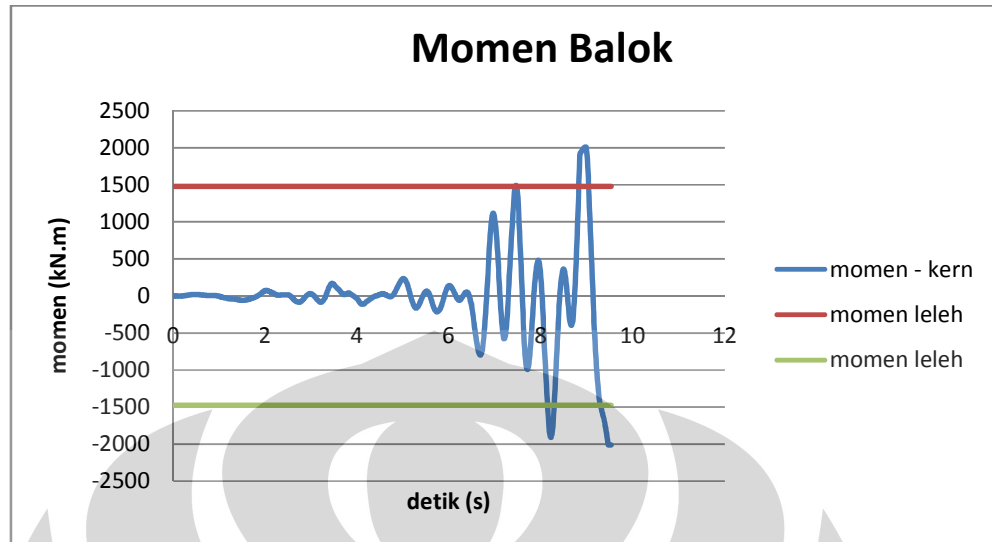


Gambar 4.31. Akselerogram Gempa Kern

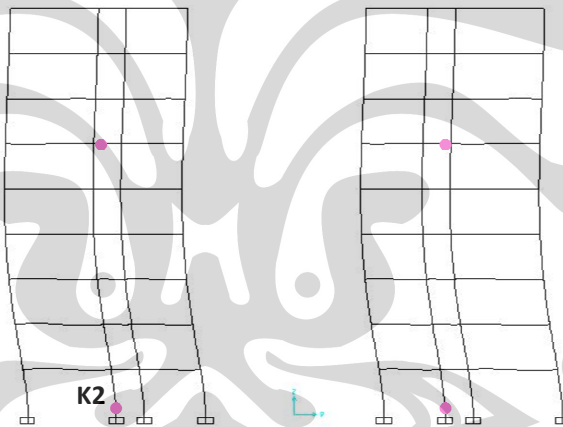


Gambar 4.32. Momen Leleh pada balok (Kern)

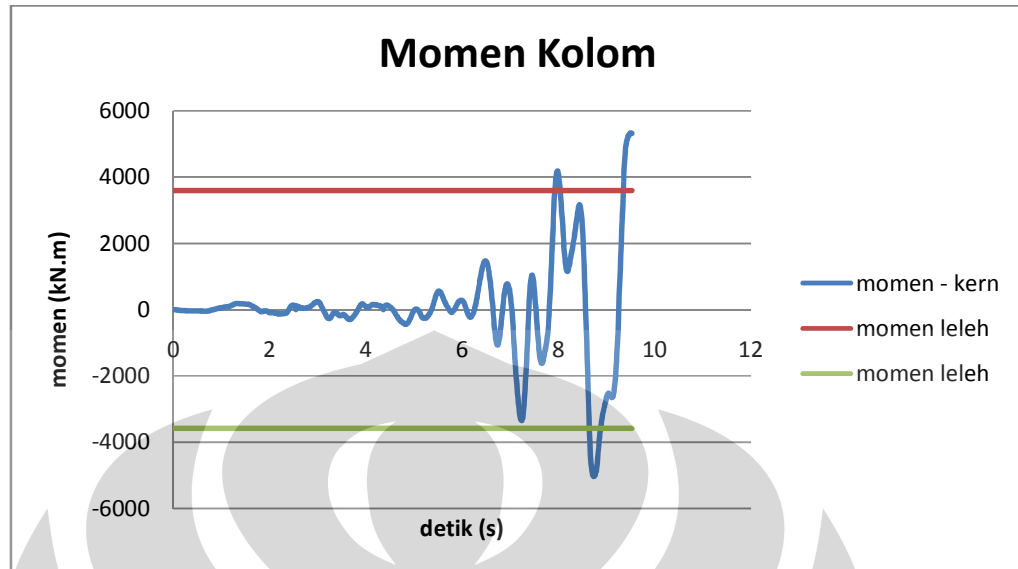
Pada detik ke 8.21, pada lantai ke 6 terbentuk momen leleh di balok. Gambar 4.33 menunjukkan besaran momen pada balok tersebut yaitu balok B2. Terlihat bahwa, momen pada balok ini melewati besaran momen leleh dari penampang balok dimana momen leleh dari penampang balok sebesar 1498 kN.m. Momen leleh pada kolom terjadi pada detik ke 8.68, dimana momen leleh kolom terjadi pada kolom bagian tengah, seperti yang terdapat di gambar 4.34.



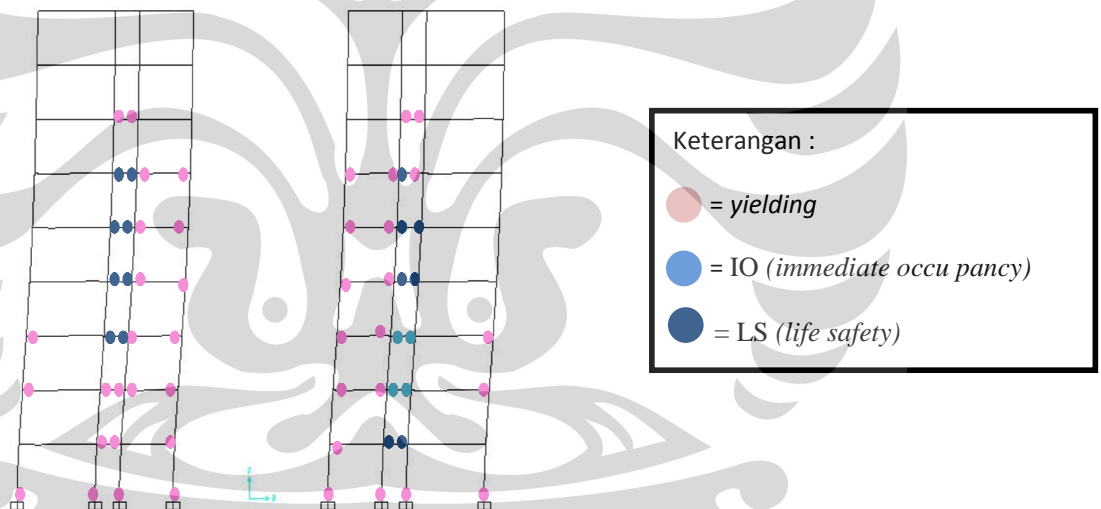
Gambar 4.33. Momen Pada Balok B2



Gambar 4.34. Momen Leleh Pada Kolom (Kern)



Gambar 4.35. Momen Pada Kolom K2

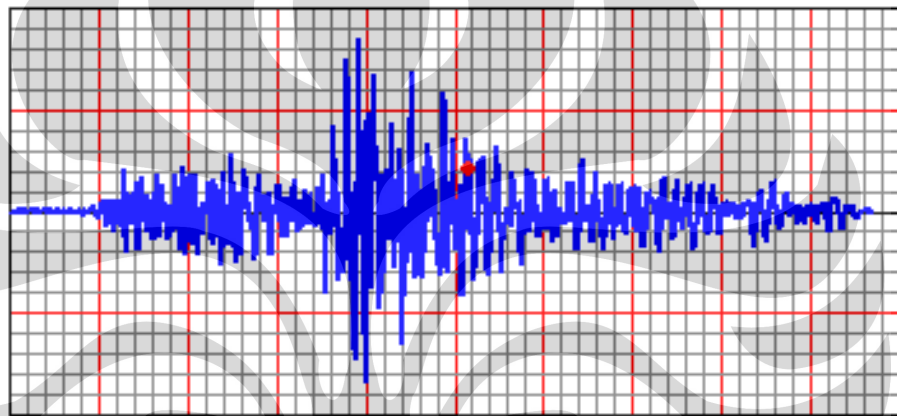


Gambar 4.36. Sendi Plastis Akibat Gempa Kern

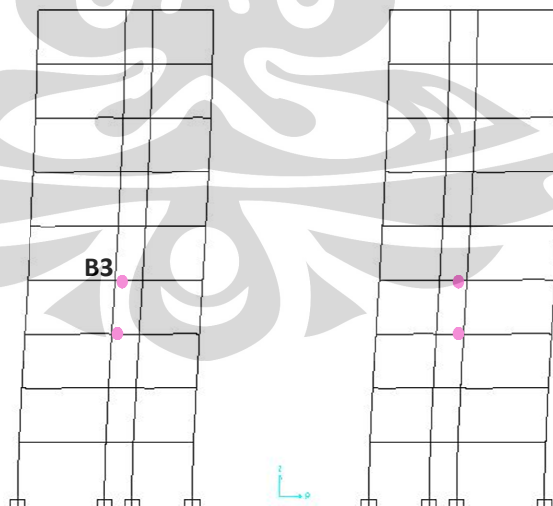
Gambar 4.36 diatas menunjukkan momen leleh yang terbentuk yang diakibatkan oleh gempa Kern County pada detik ke 9.53. Dari gambar tersebut, bisa dilihat bahwa terjadi momen leleh di seluruh kolom pada lantai 1. Pada balok interior juga terjadi momen leleh dari lantai 1 sampai dengan lantai 6, bahkan pada balok bagian tengah momen leleh terjadi sampai lantai 7. Pada balok tengah terlihat bahwa, pada ke 9.53 terbentuk sendi plastis

C) Gaya Gempa Kobe

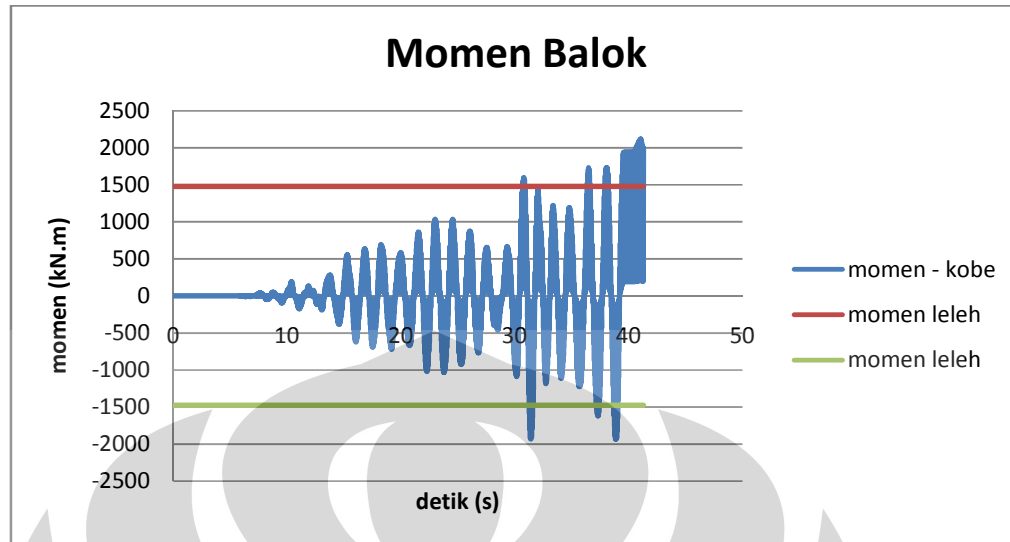
Momen leleh akibat gempa Kobe tercapai pada detik 31.38 seperti terlihat pada gambar 4.38 dimana momen leleh terjadi pada balok tengah lantai 3 dan 4 pada struktur bangunan. Analisa akibat gempa Kobe hanya sampai detik ke 41.3 dari total lamanya gempa 78 detik. Waktu analisa akibat gempa Kobe yang dinaikkan dengan skala 10 kali dari gempa aslinya telah melewati *acceleration* terbesar dari gempa Kobe itu sendiri, tetapi pada bagian kolom lantai 1 tidak tercapai momen leleh dari kolom.



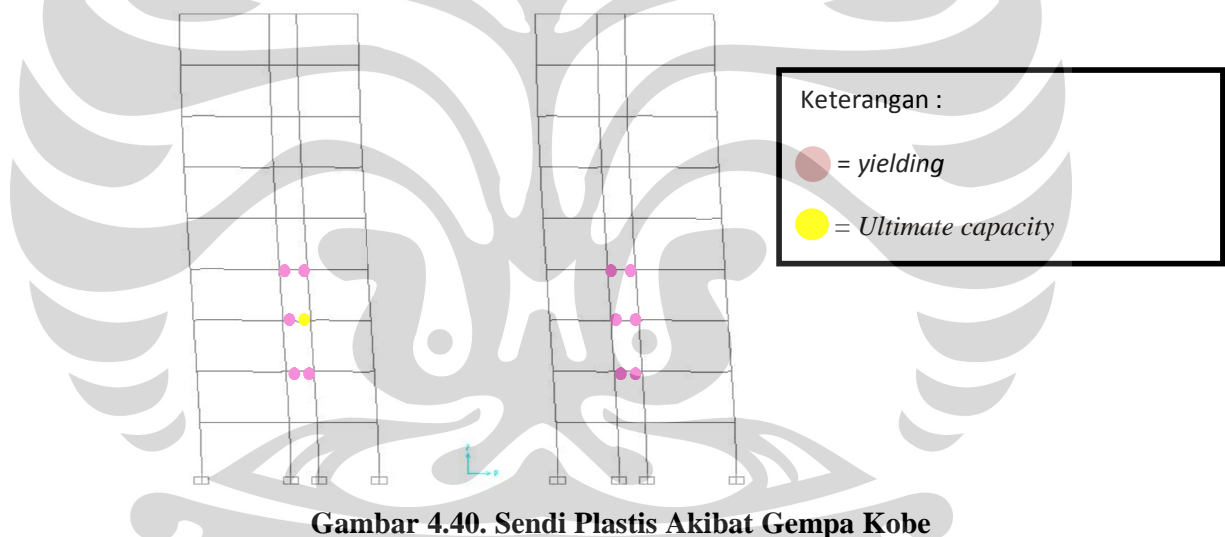
Gambar 4.37. Akselerogram Gempa Kobe



Gambar 4.38. Momen Leleh Pada Balok (Kobe)



Gambar 4.39. Momen Pada Palok B3

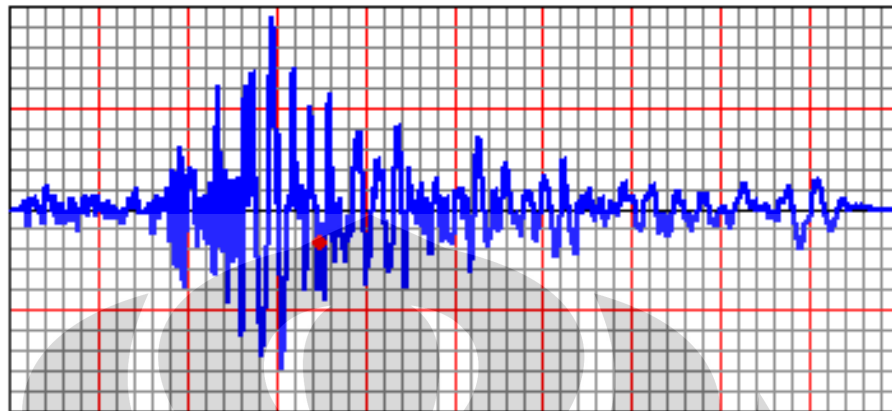


Gambar 4.40. Sendi Plastis Akibat Gempa Kobe

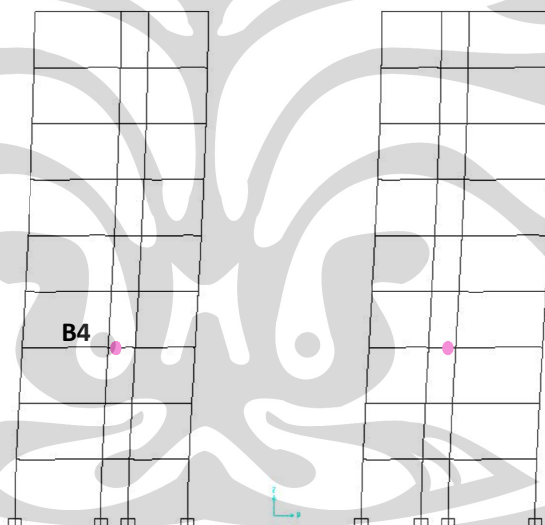
D) Gaya Gempa Loma

Gempa Loma mengakibatkan terbentuknya momen leleh pada bagian balok tengah lantai 3 pada detik ke 11.705 dari total lama gempa sebesar 39.95 detik. Analisa terhadap gempa Loma hanya sampai detik ke 13.96 karena pada detik ini sudah terjadi keruntuhan dari balok. Tetapi tidak ada momen leleh yang terbentuk selama kurun waktu tersebut. Berdasarkan akselerogram gempa Loma dibawah ini, lama gempa yang

digunakan sebagai waktu analisa yaitu 13.96 detik sudah melewati *acceleration* terbesar dari gempa Loma.

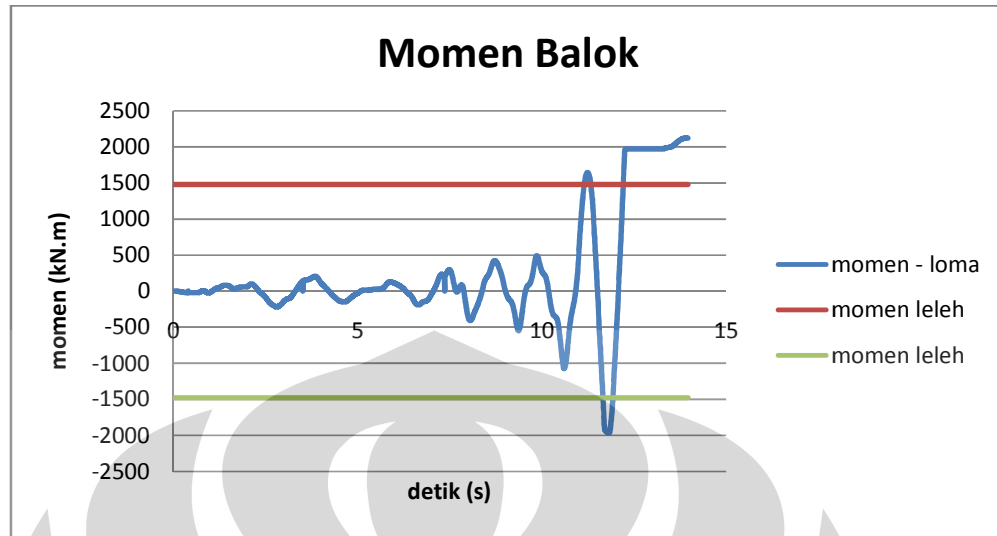


Gambar 4.41. Akselerogram Gempa Loma

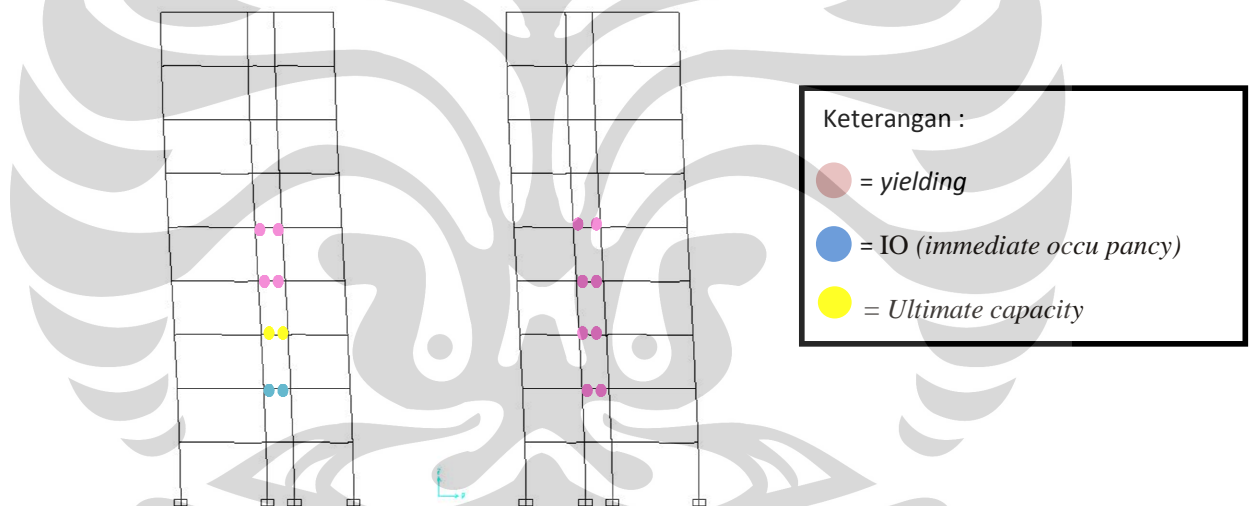


Gambar 4.42. Momen Leleh Pada Balok (Loma)

Dibawah ini merupakan grafik terjadi momen pada balok B4 tiap detiknya yang diakibatkan oleh gempa Loma. Pada gambar 4.42 terlihat momen leleh yang terjadi hanya pada balok tengah. Gempa Loma tidak menyebabkan sendi plastis terbentuk di balok interior, eksterior dan kolom dari bangunan, tetapi terlihat terbentuknya sendi plastis pada balok di lantai 3.



Gambar 4.43. Momen Pada Balok B4



Gambar 4.44. Sendi Plastis Akibat Gempa Loma

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Melalui hasil analisis yang merupakan output dari Program SAP2000, dapat disimpulkan :

1. Bangunan 9 lantai dengan struktur komposit tahan terhadap gempa
2. Gempa El Centro dan Kern County menghasilkan momen, gaya geser dan simpangan lebih besar jika dibandingkan dengan gempa Kobe dan Loma Prieta
3. Simpangan yang dihasilkan akibat gempa terhadap struktur bangunan tidak melebihi batas simpangan.
4. Setelah gempa dinaikkan dengan skala 10x dari gempa awal, maka terjadi momen leleh pada balok dan kolom
5. Simpangan pada beberapa lantai melebihi batas simpangan setelah gempa dinaikkan 10x lipat gempa awal
6. Gaya gempa yang besar dapat menghasilkan momen yang melewati momen leleh penampang balok maupun kolom
7. Momen leleh yang pertama kali terbentuk akibat gaya dari gempa terjadi dibagian berbeda baik pada balok maupun kolom untuk setiap jenis gempa.
8. Sendi plastis terjadi ketika momen pada penampang melebihi momen leleh penampang tersebut.

5.2 Saran

1. Dapat dilakukan studi lanjutan dengan menggunakan mengadakan penelitian laboratorium terhadap struktur komposit sehingga diketahui kondisi nyata dari penampang setelah dibebani
2. Analisa terhadap momen leleh yang terjadi pada struktur bangunan sebaiknya dilakukan sampai waktu gempa sebenarnya
3. Sebaiknya menggunakan akselerogram sesuai dengan daerah analisa sehingga analisa lebih sesuai dengan keadaan sebenarnya

DAFTAR REFERENSI

Brockenbrough, Roger.L. & Merritt, Frederick.S. (1999). *Structural Steel Engineer's Handbook*. U.S. Mc Grawhill

Chopra, Anil.K. (1995). *Dynamic of Structure*. Englewood Cliffs, New Jersey: U.S. Prentice Hall

Hart, Gary.C. & Wong, Kevin. (2000). *Structural Dynamic for Structural Engineering*. U.S. John Willey & Son, Inc.

International Building Code. (2006).

M.Sabnis , Gajanan, Ph.D., P.E. (1979). *Handbook of composite construction engineering*. New York. Van Nostrad Reinhold Company

McCormac, Jack.C. (2003). *Desain Beton Bertulang Jilid 1*. Jakarta: Erlangga

Mata kuliah Teknologi Bahan & Konstruksi “Riwayat Beton”. (2009).
<http://teorikuliaah.blogspot.com/2009/08/>

Segui, William.T. (2007). *Steel Design Fourth Edition*. U.S. Nelson

Teknik Struktur Bangunan dengan Konstruksi Baja.
<http://www.cyanopedia.org/12.htm>

LAMPIRAN

TABEL 1: Modal Participation Factors

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period (Sec)	UX (N-s2)	UY (N-s2)	UZ (N-s2)	RX (N-mm-s2)	RY (N-mm-s2)	RZ (N-mm-s2)	ModalMass (N-mm-s2)	ModalStiff (N-mm-s2)
MODAL	Mode	1	1.532388	-112.285102	2.065E-12	-5.027E-11	-1.555E-07	-2776376.87	-0.000001424	1	16.81
MODAL	Mode	2	0.664663	1.505E-09	114.965051	-1.326E-07	-2818600.54	0.000051	-0.000498	1	89.36
MODAL	Mode	3	0.487283	-39.468805	2.738E-09	5.221E-08	-0.00013	161159.9638	-0.00074	1	166.26
MODAL	Mode	4	0.269926	25.371351	4.255E-07	1.084E-06	-0.003226	154957.7842	-0.021117	1	541.84
MODAL	Mode	5	0.224247	-6.228E-07	-40.276719	-1.658E-07	-387944.6	-0.001157	-0.002665	1	785.06
MODAL	Mode	6	0.188873	0.000011	-4.022E-07	-1.317E-06	-0.00369	0.021197	-1124374.14	1	1106.68
MODAL	Mode	7	0.176983	0.000001128	5.726E-07	4.151E-07	0.000331	0.002784	-167805.044	1	1260.37
MODAL	Mode	8	0.175375	19.197443	-2.237E-07	-2.822E-07	-0.000834	1735.724053	-0.045371	1	1283.59
MODAL	Mode	9	0.156609	-0.000002566	0.000000342	8.624E-09	-0.005077	-0.00563	293289.7451	1	1609.63
MODAL	Mode	10	0.133584	-4.583E-07	-22.13086	-8.763E-09	217459.464	-0.00098	-0.000477	1	2212.32
MODAL	Mode	11	0.13136	0.000034	0.000000122	1.081E-06	0.013599	0.077158	155575.8528	1	2287.87
MODAL	Mode	12	0.124081	-15.445613	0.000001301	-4.201E-07	-0.016964	-50879.829	-0.163496	1	2564.18

TABEL 2: Modal Load Participation Ratios

OutputCase Text	ItemType Text	Item Text	Static Percent	Dynamic Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9925	96.8025
MODAL	Acceleration	UY	99.945	96.2525
MODAL	Acceleration	UZ	1.42E-13	2.9E-14

TABEL 3: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	1.532388	0.79	0	0	0.79	0	0	0	0.91	0	0	0.91	0
MODAL	Mode	2	0.664663	0	0.83	1.104E-18	0.79	0.83	1.104E-18	0.85	0	1.096E-19	0.85	0.91	1.096E-19
MODAL	Mode	3	0.487283	0.09782	0	1.711E-19	0.89	0.83	1.275E-18	0	0.003081	2.419E-19	0.85	0.92	3.515E-19
MODAL	Mode	4	0.269926	0.04042	1.137E-17	7.382E-17	0.93	0.83	7.51E-17	1.112E-18	0.002848	1.969E-16	0.85	0.92	1.973E-16
MODAL	Mode	5	0.224247	2.435E-17	0.1	1.726E-18	0.93	0.93	7.682E-17	0.01607	1.587E-19	3.137E-18	0.86	0.92	2.004E-16
MODAL	Mode	6	0.188873	7.243E-15	1.016E-17	1.089E-16	0.93	0.93	1.857E-16	1.454E-18	5.33E-17	0.56	0.86	0.92	0.56
MODAL	Mode	7	0.176983	7.992E-17	2.059E-17	1.082E-17	0.93	0.93	1.965E-16	1.171E-20	9.191E-19	0.01244	0.86	0.92	0.57
MODAL	Mode	8	0.175375	0.02314	3.143E-18	5E-18	0.95	0.93	2.015E-16	7.423E-20	3.573E-07	9.091E-16	0.86	0.92	0.57
MODAL	Mode	9	0.156609	4.134E-16	7.343E-18	0	0.95	0.93	2.015E-16	2.753E-18	3.759E-18	0.03799	0.86	0.92	0.61
MODAL	Mode	10	0.133584	1.319E-17	0.03075	0	0.95	0.96	2.015E-16	0.005051	1.138E-19	1.006E-19	0.87	0.92	0.61
MODAL	Mode	11	0.13136	7.35E-14	9.353E-19	7.336E-17	0.95	0.96	2.749E-16	1.975E-17	7.061E-16	0.01069	0.87	0.92	0.62
MODAL	Mode	12	0.124081	0.01498	1.062E-16	1.108E-17	0.97	0.96	2.86E-16	3.074E-17	0.0003071	1.18E-14	0.87	0.92	0.62

TABEL 4: Modal Periods And Frequencies

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.53239	0.65258	4.1003	16.812
MODAL	Mode	2	0.66466	1.5045	9.4532	89.363
MODAL	Mode	3	0.48728	2.0522	12.894	166.26
MODAL	Mode	4	0.26993	3.7047	23.277	541.84
MODAL	Mode	5	0.22425	4.4594	28.019	785.06
MODAL	Mode	6	0.18887	5.2946	33.267	1106.7
MODAL	Mode	7	0.17698	5.6503	35.502	1260.4
MODAL	Mode	8	0.17538	5.7021	35.827	1283.6
MODAL	Mode	9	0.15661	6.3853	40.12	1609.6
MODAL	Mode	10	0.13358	7.4859	47.035	2212.3
MODAL	Mode	11	0.13136	7.6126	47.832	2287.9
MODAL	Mode	12	0.12408	8.0592	50.638	2564.2