



UNIVERSITAS INDONESIA

**STUDI PERILAKU STRUKTUR GEDUNG DENGAN KOLOM
MIRING BETON BERTULANG BENTANG PANJANG
TERHADAP BEBAN GEMPA**

STUDI KASUS

GEDUNG AUDITORIUM UNIVERSITAS NEGERI "X"

SKRIPSI

AFRET NOBEL

0906605883

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2012**



UNIVERSITAS INDONESIA

**STUDI PERILAKU STRUKTUR GEDUNG DENGAN KOLOM
MIRING BETON BERTULANG BENTANG PANJANG
TERHADAP BEBAN GEMPA**

STUDI KASUS

GEDUNG AUDITORIUM UNIVERSITAS NEGERI "X"

SKRIPSI

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

AFRET NOBEL

0906605883

**FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
DEPOK
JULI 2012**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

Nama : Afret Nobel

NPM : 0906605883

Tanda Tangan : 

Tanggal : 27 Juni 2012

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh

Nama : Afret Nobel
NPM : 0906605883
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Studi Perilaku Struktur Gedung dengan Kolom Miring Beton Bertulang Bentang Panjang terhadap Beban Gempa

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Dewan Penguji dan diterima sebagai bagian persyaratan yang diperlukan untuk memperoleh gelar sarjana S1 pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Indonesia

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng

Penguji : Dr. Ir. Yuskar Lase

Penguji : Ir. Essy Ariyuni, Ph.D

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 27 Juni 2012

KATA PENGANTAR



Puji syukur saya panjatkan kepada Allah SWT, karena atas berkat dan rahmat-Nya, saya dapat 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. Saya menyadari bahwa, tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan skripsi ini, sangatlah sulit bagi saya untuk menyelesaikan skripsi ini. Oleh karena itu, saya mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak Ir. Sjahril A. Rahim, M.Eng, selaku dosen pembimbing yang telah menyediakan waktu, tenaga, dan pikiran untuk mengarahkan saya dalam penyusunan skripsi ini;
2. Bapak Dr. Ir. Yuskar Lase dan Ibu Ir. Essy Ariyuni, Ph.D selaku dosen penguji sidang skripsi;
3. PT. Metaphora, yang telah membantu dalam usaha memperoleh data yang saya perlukan;
4. Mama, Papa, Nenek, Paman, dan Bibi yang telah memberikan bantuan dukungan material dan moral;
5. Ressi Amni, S.Farm, Apt., Afrimaini, Welly Desmapita, dan M. Iqbal Alzaki yang telah membantu mendoakan;
6. Warda Latifiana, S.Sos, yang telah memberikan dukungan moral dan semangat kepada saya.
7. Teman-teman Teknik Sipil Ekstensi angkatan 2009, yang telah bersama-sama berjuang dengan saya dalam menyelesaikan skripsi ini;

Akhir kata, saya berharap Allah SWT berkenan membalas segala kebaikan semua pihak yang telah membantu. Semoga skripsi ini bermanfaat bagi pengembangan ilmu.

Depok, 10 Juli 2012

Penulis

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

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

Nama : Afret Nobel
NPM : 0906605883
Program Studi : Teknik Sipil
Departemen : Sipil
Fakultas : Teknik
Jenis karya : Skripsi

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

“Studi Perilaku Struktur Gedung dengan Kolom Miring Beton Bertulang Bentang Panjang terhadap Beban Gempa”

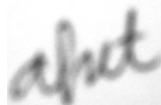
Beserta perangkat yang ada (jika diperlukan). Dengan Hak Bebas Royalti Noneksklusif ini Universitas Indonesia berhak menyimpan, mengalihmedia/formatkan, mengelola dalam bentuk pangkalan data (*database*), merawat, dan memublikasikan tugas akhir saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta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

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.

Dibuat di : Depok

Pada tanggal : 27 Juni 2012

Yang menyatakan



(Afret Nobel)

ABSTRAK

Nama : Afret Nobel
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Studi Perilaku Struktur Gedung dengan Kolom Miring Beton Bertulang Bentang Panjang Terhadap Beban Gempa

Gedung auditorium adalah sebuah bangunan besar yang digunakan untuk pertemuan umum, pertunjukan dan sebagainya. Atap gedung auditorium Universitas Negeri “x” direncanakan menggunakan empat pasang kolom miring beton bertulang bentang panjang yang bertemu pada satu titik sehingga membentuk bangun ruang prisma (*pyramid*). Menurut SNI-1726-2002, lokasi bangunan yang terletak di Manado berada pada zona gempa wilayah 5 yang merupakan wilayah gempa dengan resiko tinggi. Oleh karena itu, dalam merencanakan struktur kolom miring beton bertulang bentang panjang pada bangunan tersebut, perlu kiranya mengetahui perilaku kolom tersebut terhadap beban gempa.

Dari gambar arsitektur yang tersedia, dilakukan pemodelan struktur dan analisa menggunakan *software* komputer SAP V11.0.0 dengan memodelkan struktur menjadi empat varian. Perbedaan antar keempat kolom tersebut terletak pada penampang kolom dan jenis pengaku yang digunakan. Dari analisa diperoleh keuntungan dan kerugian masing-masing varian kolom.

Jika dievaluasi berdasarkan volume beton dan luas tulangan penampang, maka varian 1 lebih menguntungkan. Jika dievaluasi berdasarkan aspek arsitektural bangunan, maka varian 1 dan varian 3 lebih menguntungkan. Jika dievaluasi berdasarkan kemudahan pengerjaan di lapangan, maka varian 1 dan varian 2 lebih menguntungkan. Jika dievaluasi berdasarkan struktur bawah yang akan digunakan, maka varian 1 dan varian 2 lebih menguntungkan. Jika dievaluasi berdasarkan lendutan puncak terkecil, maka varian 4 lebih menguntungkan. Berdasarkan semua pertimbangan tersebut, maka dipilihlah varian 1.

Kata kunci:

Auditorium, Kolom miring, Bentang panjang, Gempa

ABSTRACT

Name : Afret Nobel
Study Program : Civil Engineering
Title : *Building Behavioral Studies with Long-span Sloping Reinforced Concrete Columns to Earthquake Loads*

Auditorium is a large building that used for public gatherings, performances and etc. State University auditorium "x"'s roof is planned to use four pairs of columns reinforced concrete long spans sloping that meet at one point so as to form up space pyramid. According to SNI 1726-2002, building location (Manado) is in earthquake zone region 5, which is a region of high seismic risk. That's why in planning long-span sloping reinforced concrete columns structure is important to know columns behavioral towards the earthquake loads.

From the available architectural drawings, structure modeling and analysis using computer software has needed to be done to model the structure of SAP V11.0.0 into four variants. Differences between the four variants are on the column cross-section and type of bracing that used. From the analysis obtained the advantages and disadvantages of each variant column.

If it evaluated based on the volume of concrete and reinforcing cross-sectional area, the variant 1 is more favorable. If evaluated on the architectural aspects of buildings, variant 1 and variant 3 is more favorable. If evaluated based on ease of workmanship in the field, the variant 1 and variant 2 is more favorable. If evaluated base on the substructure to be used, variant 1 and variant 2 is more favorable. If evaluated on the smallest peak deflection, variant 4 is more favorable. Based on all these considerations, the chosen is variant 1.

Keyword :

Auditorium, Sloping column, Long-span, Earthquake

DAFTAR ISI

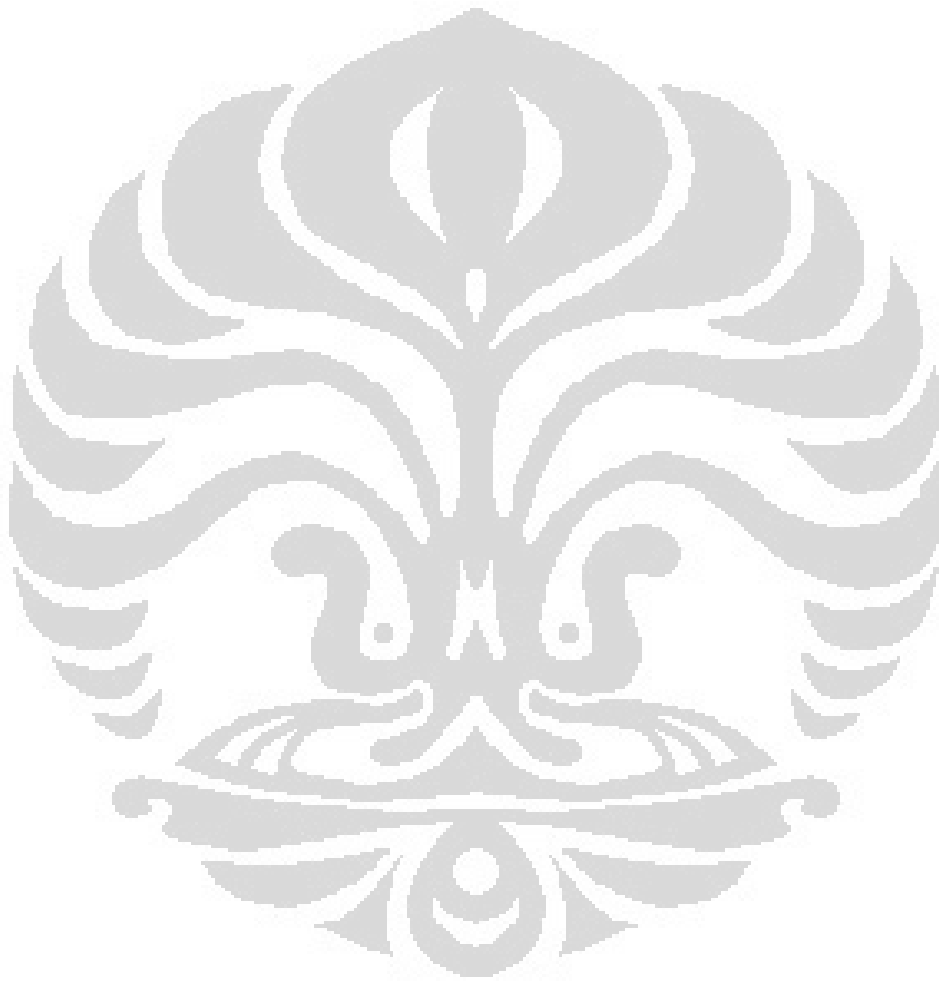
HALAMAN SAMPUL	i
HALAMAN JUDUL.....	ii
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS.....	iii
HALAMAN PENGESAHAN.....	iv
KATA PENGANTAR	v
HALAMAN PERNYATAAN PERSETUJUAN PUBLIKASI ILMIAH UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS	vi
ABSTRAK	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR TABEL.....	xiv
DAFTAR GAMBAR	xvi
1. PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Tujuan Penulisan.....	1
1.3. Batasan Masalah	1
1.4. Sistematika Penulisan	2
2. LANDASAN TEORI	
2.1. Pendahuluan.....	3
2.2. Bangunan Piramida.....	3
2.2.1 Sejarah	3
2.2.2 Struktur Inti (kerangka)	3
2.2.3 The Optimum Seismic Configuration	4
2.3. Kolom Beton Bertulang	5
2.3.1 Umum	5
2.3.2 Jenis-Jenis Kolom Beton Bertulang	5
2.3.2.1 Berdasarkan Bentuk dan Komposisi Material.....	5
2.3.2.2 Berdasarkan Panjang Kolom.....	6
2.3.3 Asumsi dalam Perencanaan.....	6
2.3.4 Prinsip Perencanaan.....	7
2.3.5 Dimensi Rencana untuk Komponen Struktur Tekan.....	8
2.3.6 Pembatasan untuk Tulangan Komponen Struktur Tekan.....	8
2.3.7 Pengaruh Kelangsingan pada Komponen Struktur Tekan.....	8
2.3.8 Perbesaran Momen – Umum	9
2.3.9 Perbesaran Momen – Rangka Portal Tak Bergoyang.....	10
2.3.10 Perbesaran Momen – Rangka Portal Bergoyang.....	11
2.3.11 Perencanaan Kolom Panjang (Langsing)	12
2.3.11.1 Menentukan angka kelangsingan kolom	12
2.4. Gempa Bumi	13
2.4.1 Pendahuluan	13
2.4.2 Jenis-jenis Gempa Bumi Berdasarkan Penyebabnya	13
2.4.3 Kerusakan Akibat Gempa.....	13
2.5. Pemilihan Kriteria Desain.....	14
2.5.1 Pendahuluan	14
2.5.2 Wilayah Gempa.....	14

2.5.3	Hubungan Wilayah Gempa dengan Resiko Gempa	14
2.5.4	Ketentuan Umum Syarat Pendetailan.....	15
2.5.5	Jenis Tanah Setempat	16
2.5.6	Kategori Gedung	16
2.5.7	Konfigurasi Struktur Gedung	16
2.5.8	Sistem Struktur	17
2.5.9	Perencanaan Struktur Gedung	18
2.5.10	Beban Gempa	18
2.5.11	Syarat Kekakuan Komponen Struktur.....	19
2.5.12	Pengaruh $P-\Delta$	19
2.5.13	Waktu Getar Alami Fundamental (T1).....	19
2.5.14	Distribusi dari V	19
2.5.15	Eksentrisitas Rencana ed	20
2.5.16	Pembatasan Penyimpangan Lateral.....	20
2.5.17	Pengaruh Arah Pembebanan Gempa.....	21
2.5.18	Kompatibilitas Deformasi	21
2.6.	Sismic Respon Spektrum.	21
2.7.	Daktilitas	24
2.7.1	Daktilitas Lendutan	25
2.7.2	Penentuan Daktilitas Bangunan dan Faktor Reduksi Beban Gempa.....	27
2.8.	Pengaruh Gempa Vertikal.....	28
2.9.	Prosedur Analitis Beban Angin ASCE 7-05	30
2.9.1	Ruang lingkup	30
2.9.2	Pembatasan	30
2.9.3	Shielding.....	30
2.9.4	Air Permeable Cladding	30
2.9.5	Prosedur Desain Sesuai ASCE 7-05.....	31
3.	METODOLOGI	
3.1.	Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	32
3.2.	Studi Literatur	33
3.3.	Alasan Pemilihan Material.....	33
3.4.	Architectural Lay Out	34
3.5.	Varian Kolom yang akan Dianalisa	35
3.6.	Modelisasi	36
3.6.1	Spesifikasi Material	36
3.6.2	Dimensi.....	37
3.7.	Pembebanan (SNI 03-1726-2002)	37
3.7.1	Beban Mati (Dead Load)	37
3.7.2	Beban Hidup (Live Load).....	38
3.7.3	Beban Angin (Wind Load)	38
3.7.4	Beban Gempa (Earthquake Load)	38
3.8.	Parameter Desain yang Digunakan.....	39
3.8.1	Kuat Perlu	39
3.8.2	Kombinasi Pembebanan	40
3.8.3	Kuat Rencana.....	40
3.9.	Analisa Struktur dengan Beban Gempa.....	41
3.9.1	Analisa Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen.....	41
3.9.2	Analisa Ragam Spektrum Respon (Dinamis) (SNI 1726-2002)	42

3.9.3	Waktu Getar.....	43
3.9.4	Kinerja Batas Layan	43
3.9.5	Kinerja Batas Ultimit.....	43
3.9.6	Lendutan (Displacement)	44
3.10.	Output Analisa.....	44
3.10.1	Momen Lentur	44
3.10.2	Momen Torsi	44
3.10.3	Gaya Lintang	45
3.10.4	Gaya Normal (Aksial)	46
3.11.	Pendetailan Kolom	46
3.12.	Penulangan Daktilitas pada Kolom	47
3.13.	Visualisasi Hasil	49
4.	PEMBAHASAN	
4.1.	Konsep Struktur.....	50
4.2.	Pemodelan Struktur	50
4.3.	Pembebanan Gravitasi pada Struktur	51
4.4.	Analisa Struktur Umum.....	52
4.5.	Displacement Pusat Massa dan Simpangan Puncak Bangunan	53
4.6.	Analisa Struktur Varian 1	53
4.6.1	Pemodelan 3 Dimensi.....	53
4.6.2	Visualisasi Deformasi.....	55
4.6.3	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Kombinasi 1.2DL + 1.6LL	59
4.6.4	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah X (EQX)	60
4.6.5	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah Y (EQY)	62
4.6.6	Joint Displacement (dalam mm).....	63
4.6.7	Hasil Analisa Gaya Geser Dasar	65
4.6.8	Perhitungan Kekakuan Kolom	65
4.6.9	Menentukan Panjang Tekuk Kolom.....	66
4.6.10	Cek Faktor Kelangsingan Kolom	67
4.6.11	Perhitungan Perbesaran Momen.....	67
4.6.12	Displacement pada Puncak Bangunan.....	68
4.6.13	Perencanaan Lentur Kolom	69
4.6.14	Perencanaan Geser.....	71
4.6.14.1	Arah sumbu kuat	71
4.6.14.2	Arah sumbu lemah	71
4.6.15	Visualisasi Hasil	72
4.7.	Analisa Struktur Varian 2.....	73
4.7.1	Pemodelan 3 Dimensi.....	73
4.7.2	Visualisasi Deformasi.....	74
4.7.3	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Kombinasi 1.2DL + 1.6LL	77
4.7.4	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah X (EQX)	78
4.7.5	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah Y (EQY)	80
4.7.6	Joint Displacement (dalam mm).....	81
4.7.7	Hasil Analisa Gaya Geser Dasar	83
4.7.8	Perhitungan Kekakuan Kolom	83
4.7.9	Menentukan Panjang Tekuk Kolom.....	84
4.7.10	Cek Faktor Kelangsingan Kolom	85
4.7.11	Perhitungan Perbesaran Momen.....	85

4.7.12	Displacement pada Puncak Bangunan.....	86
4.7.13	Perencanaan Lentur Kolom	87
4.7.14	Perencanaan geser	89
4.7.14.1	Arah sumbu kuat	89
4.7.14.2	Arah sumbu lemah	89
4.7.15	Visualisasi hasil	90
4.8.	Analisa Struktur Varian 3	91
4.8.1	Pemodelan 3 Dimensi.....	91
4.8.2	Visualisasi Deformasi.....	92
4.8.3	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Kombinasi 1.2DL + 1.6LL	95
4.8.4	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah X (EQX)	96
4.8.5	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah Y (EQY)	98
4.8.6	Joint Displacement (dalam mm).....	99
4.8.7	Hasil Analisa Gaya Geser Dasar	101
4.8.8	Perhitungan Kekakuan Kolom	101
4.8.9	Menentukan Panjang Tekuk Kolom.....	103
4.8.10	Cek Faktor Kelangsingan Kolom	103
4.8.11	Perhitungan Perbesaran Momen.....	103
4.8.12	Displacement pada Puncak Bangunan.....	104
4.8.13	Perencanaan Lentur Kolom	105
4.8.14	Perencanaan Geser.....	110
4.8.14.1	Arah sumbu kuat	110
4.8.14.2	Arah sumbu lemah	111
4.8.15	Visualisasi Hasil	112
4.9.	Analisa Struktur Varian 4.....	113
4.9.1	Pemodelan 3 Dimensi.....	113
4.9.2	Visualisasi Deformasi.....	114
4.9.3	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Kombinasi 1.2DL + 1.6LL ..	117
4.9.4	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah X (EQX)	118
4.9.5	Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah Y (EQY)	120
4.9.6	Joint Displacement (dalam mm).....	121
4.9.7	Hasil Analisa Gaya Geser Dasar	123
4.9.8	Perhitungan Kekakuan Kolom	123
4.9.9	Menentukan Panjang Tekuk Kolom.....	125
4.9.10	Cek Faktor Kelangsingan Kolom	125
4.9.11	Perhitungan Perbesaran Momen.....	125
4.9.12	Displacement pada Puncak Bangunan.....	126
4.9.13	Perencanaan Lentur Kolom	127
4.9.14	Perencanaan Geser.....	132
4.9.14.1	Arah sumbu kuat	132
4.9.14.2	Arah sumbu lemah	133
4.9.15	Visualisasi Hasil	134
4.10.	Evaluasi Perilaku Struktur	135
4.9.16	Evaluasi Berdasarkan Properti Penampang.....	135
4.9.17	Evaluasi Berdasarkan Gaya-gaya Dalam	136
4.9.18	Evaluasi Berdasarkan dispLacement/Lendutan.....	140
4.9.19	Resume Grafik Evaluasi	141

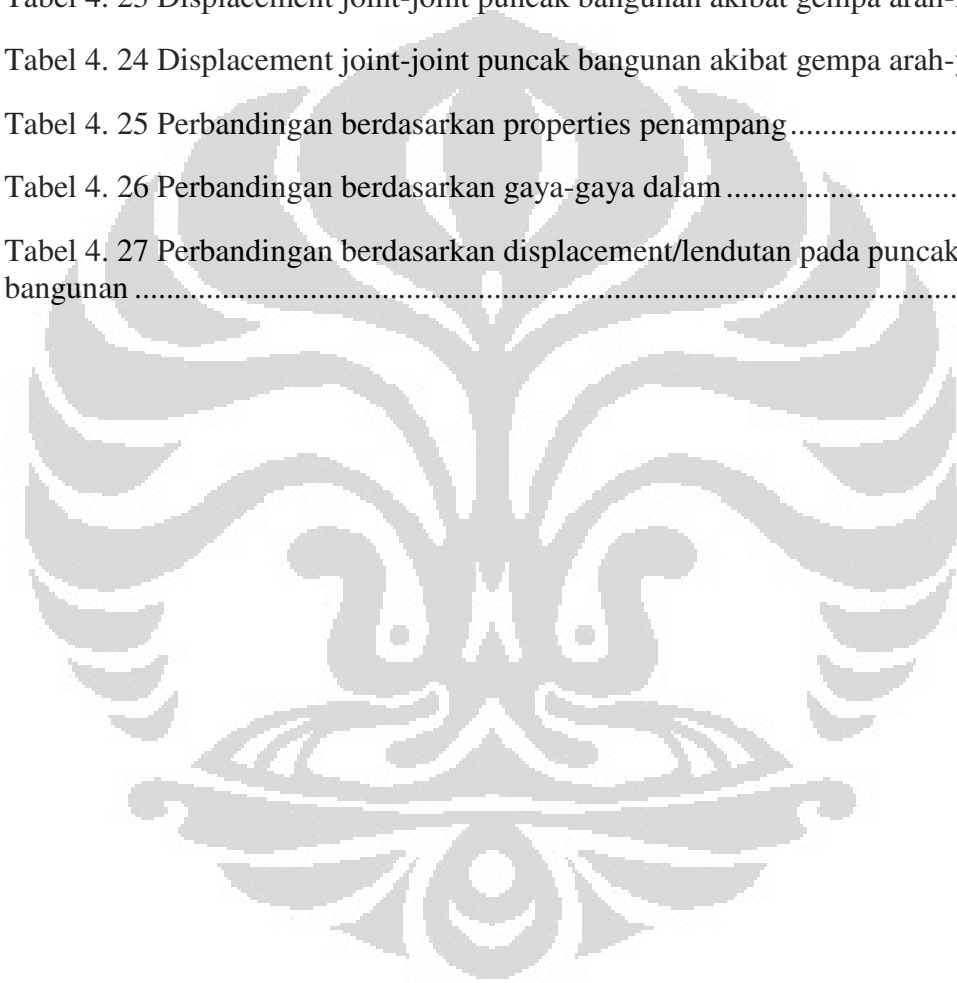
5. KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan.....	146
5.2. Saran.....	146
DAFTAR REFERENSI	147
LAMPIRAN	148



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Karakteristik desain piramida.	5
Tabel 2. 2 Nilai modulus elastisitas komponen-komponen struktur.....	9
Tabel 2. 3 Ketentuan Resiko Gempa ACI/UBC dan SNI 2847	15
Tabel 2. 4 Perencanaan dan Syarat Pendetailan.....	15
Tabel 2. 5 Faktor keutamaan berbagai kategori gedung dan bangunan.....	16
Tabel 2. 6 Koefisien Ψ untuk menghitung faktor respons gempa vertikal C_v	29
Tabel 2. 7 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.....	29
Tabel 3. 1 Spesifikasi material	37
Tabel 3. 2 Faktor reduksi kekuatan	40
Tabel 4. 1 Modal partcipating mass ratios	54
Tabel 4. 2 Distribusi gaya geser statik Ekuivalen	65
Tabel 4. 3 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x	65
Tabel 4. 4 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x	65
Tabel 4. 5 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-x.....	68
Tabel 4. 6 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-y.....	68
Tabel 4. 7 Modal partcipating mass ratios	74
Tabel 4. 8 Gaya geser dasar statik Ekuivalen	83
Tabel 4. 9 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x	83
Tabel 4. 10 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa y	83
Tabel 4. 11 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-x.....	86
Tabel 4. 12 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-y.....	86
Tabel 4. 13 Modal partcipating mass ratios	92
Tabel 4. 14 Gaya geser dasar statik Ekuivalen	101
Tabel 4. 15 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x	101
Tabel 4. 16 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa y	101

Tabel 4. 17 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-x.....	104
Tabel 4. 18 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-y.....	104
Tabel 4. 19 Modal partcipating mass ratios	114
Tabel 4. 20 Gaya geser dasar statik Ekuivalen	123
Tabel 4. 21 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x	123
Tabel 4. 22 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa y	123
Tabel 4. 23 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-x.....	126
Tabel 4. 24 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-y.....	126
Tabel 4. 25 Perbandingan berdasarkan properties penampang.....	135
Tabel 4. 26 Perbandingan berdasarkan gaya-gaya dalam	136
Tabel 4. 27 Perbandingan berdasarkan displacement/lendutan pada puncak bangunan	140



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 The Great pyramit of Gizeh	4
Gambar 2. 2 (a) Kolom persegi, (b) Kolom bundar, dan (c) Kolom komposit.....	6
Gambar 2. 3 (a) Nilai k untuk komponen struktur tak bergoyang, (b) Nilai k untuk komponen struktur bergoyang.	12
Gambar 2. 4 (a) Sistem Dinding Penumpu, (b) Sistem Rangka Gedung, (c) Sistem Rangka Pemikul Momen, dan (d) Sistem Ganda.	18
Gambar 2. 5 Ground acceleration	22
Gambar 2. 6 a) Spectrum respons percepatan semu ; (b) Spectrum response kecepatan semu ; (c) Spectrum response perpindahan.	22
Gambar 2. 7 Spektrum respons gabungan perpindahan, kecepatan semu, dan percepatan semu untuk pergerakan tanah akibat gempa EL Centro ; $\xi = 0,2,5,10$, dan 20%.	23
Gambar 2. 8 Respons spektrum desain pada peraturan.....	24
Gambar 2. 9 Hubungan Beban – Lendutan.....	25
Gambar 2. 10 Hubungan Momen, Curvature, dan Lendutan pada model kantilever.....	26
Gambar 2. 11 Defleksi pada struktur	26
Gambar 2. 12 Diagram beban – perpindahan pada struktur.....	27
Gambar 3. 1 Flowchart metode studi	32
Gambar 3. 2 Tampak atas gedung.....	34
Gambar 3. 3 Potongan struktur.	34
Gambar 3. 4 Ilustrasi varian struktur.....	36
Gambar 3. 5 Respon spektrum zona gempa wilayah 5(lima)	39
Gambar 3. 6 Denah struktur bangunan	45
Gambar 3. 7 Contoh penulangan daktilitas kolom.....	48
Gambar 4. 1 Perspektif bangunan	51

Gambar 4. 2 Tampak atas bangunan	51
Gambar 4. 3 Pemodelan struktur Varian 1	54
Gambar 4. 4 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1	55
Gambar 4. 5 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2	56
Gambar 4. 6 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3	56
Gambar 4. 7 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 4	57
Gambar 4. 8 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 5	57
Gambar 4. 9 Bentuk deformasi struktur akibat beban mati (Dead Load)	58
Gambar 4. 10 Bentuk deformasi struktur akibat beban hidup (Live Load)	58
Gambar 4. 11 Bentuk deformasi struktur akibat beban angin (Wind Load)	59
Gambar 4. 12 Diagram gaya dalam aksial	59
Gambar 4. 13 Diagram gaya dalam momen 3-3	60
Gambar 4. 14 Diagram gaya dalam geser 2-2	60
Gambar 4. 15 Diagram gaya dalam aksial	61
Gambar 4. 16 Diagram gaya dalam momen 3-3	61
Gambar 4. 17 Diagram gaya dalam geser 2-2	62
Gambar 4. 18 Diagram gaya dalam aksial	62
Gambar 4. 19 Diagram gaya dalam momen 3-3	63
Gambar 4. 20 Diagram gaya dalam geser 2-2	63
Gambar 4. 21 Nilai lendutan pada joint-2 akibat kombinasi 1DL+1LL	64
Gambar 4. 22 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah X	64
Gambar 4. 23 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah Y	65
Gambar 4. 24 Rencana penampang kolom	70
Gambar 4. 25 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	70
Gambar 4. 26 Detail penulangan kolom varian 1	72
Gambar 4. 27 Pemodelan struktur Varian 2	73
Gambar 4. 28 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1	74
Gambar 4. 29 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2	75

Gambar 4. 30 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3	75
Gambar 4. 31 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 4	76
Gambar 4. 32 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 5	76
Gambar 4. 33 Diagram gaya dalam aksial	77
Gambar 4. 34 Diagram gaya dalam momen 3-3	77
Gambar 4. 35 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	78
Gambar 4. 36 Diagram gaya dalam aksial	78
Gambar 4. 37 Diagram gaya dalam momen 3-3	79
Gambar 4. 38 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	79
Gambar 4. 39 Diagram gaya dalam aksial	80
Gambar 4. 40 Diagram gaya dalam momen 3-3	80
Gambar 4. 41 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	81
Gambar 4. 42 Nilai lendutan pada joint-2 akibat kombinasi 1DL+1LL.....	81
Gambar 4. 43 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah X.....	82
Gambar 4. 44 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah Y	82
Gambar 4. 45 Rencana penampang kolom	88
Gambar 4. 46 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	88
Gambar 4. 47 Detail penulangan kolom varian 1	90
Gambar 4. 48 Pemodelan struktur Varian 3.....	91
Gambar 4. 49 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1	92
Gambar 4. 50 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2	93
Gambar 4. 51 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3	93
Gambar 4. 52 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 4	94
Gambar 4. 53 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 5	94
Gambar 4. 54 Diagram gaya dalam aksial	95
Gambar 4. 55 Diagram gaya dalam momen 3-3	95
Gambar 4. 56 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	96
Gambar 4. 57 Diagram gaya dalam aksial	96

Gambar 4. 58 Diagram gaya dalam momen 3-3	97
Gambar 4. 59 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	97
Gambar 4. 60 Diagram gaya dalam aksial	98
Gambar 4. 61 Diagram gaya dalam momen 3-3	98
Gambar 4. 62 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	99
Gambar 4. 63 Nilai lendutan pada joint-2 akibat kombinasi 1DL+1LL.....	99
Gambar 4. 64 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah X.....	100
Gambar 4. 65 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah Y	100
Gambar 4. 66 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	106
Gambar 4. 67 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	106
Gambar 4. 68 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	107
Gambar 4. 69 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	107
Gambar 4. 70 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	108
Gambar 4. 71 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	108
Gambar 4. 72 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	109
Gambar 4. 73 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	109
Gambar 4. 74 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	110
Gambar 4. 75 Detail penulangan kolom dimensi penampang paling bawah.....	112
Gambar 4. 76 Detail penulangan kolom dimensi penampang paling atas	112
Gambar 4. 77 Pemodelan struktur Varian 4.....	113
Gambar 4. 78 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1	114
Gambar 4. 79 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2	115
Gambar 4. 80 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3	115
Gambar 4. 81 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 4	116
Gambar 4. 82 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 5	116
Gambar 4. 83 Diagram gaya dalam aksial	117
Gambar 4. 84 Diagram gaya dalam momen 3-3	117
Gambar 4. 85 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	118

Gambar 4. 86 Diagram gaya dalam aksial	118
Gambar 4. 87 Diagram gaya dalam momen 3-3	119
Gambar 4. 88 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	119
Gambar 4. 89 Diagram gaya dalam aksial	120
Gambar 4. 90 Diagram gaya dalam momen 3-3	120
Gambar 4. 91 Diagram gaya dalam geser 2-2.....	121
Gambar 4. 92 Nilai lendutan pada joint-2 akibat kombinasi 1DL+1LL.....	121
Gambar 4. 93 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah X.....	122
Gambar 4. 94 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah Y.....	122
Gambar 4. 95 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	128
Gambar 4. 96 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	128
Gambar 4. 97 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	129
Gambar 4. 98 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	129
Gambar 4. 99 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	130
Gambar 4. 100 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	130
Gambar 4. 101 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	131
Gambar 4. 102 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	131
Gambar 4. 103 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat	132
Gambar 4. 104 Detail penulangan kolom dimensi penampang paling bawah.....	134
Gambar 4. 105 Detail penulangan kolom dimensi penampang paling atas.....	134
Gambar 4. 106 Perbandingan volume beton antar varian kolom.....	135
Gambar 4. 107 Perbandingan berat tulangan antar varian kolom.....	136
Gambar 4. 108 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan beban aksial DL.....	137
Gambar 4. 109 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan beban aksial LL.....	137
Gambar 4. 110 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan beban aksial WL.....	137

Gambar 4. 111 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan beban aksial EQL	138
Gambar 4. 112 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan momen akibat DL.....	138
Gambar 4. 113 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan momen akibat LL	138
Gambar 4. 114 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan momen akibat WL.....	139
Gambar 4. 115 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan momen akibat EQL	139
Gambar 4. 116 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan gaya geser dasar	139
Gambar 4. 117 Resume gaya-gaya dalam kolom varian 1.....	141
Gambar 4. 118 Resume gaya-gaya dalam kolom varian 2.....	141
Gambar 4. 119 Resume gaya-gaya dalam kolom varian 3.....	142
Gambar 4. 120 Resume gaya-gaya dalam kolom varian 4.....	142
Gambar 4. 121 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQX	143
Gambar 4. 122 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQX	143
Gambar 4. 123 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQX	143
Gambar 4. 124 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQX	144
Gambar 4. 125 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQY	144
Gambar 4. 126 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQY	144
Gambar 4. 127 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQY	145
Gambar 4. 128 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQY	145

BAB 1 PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Universitas Negeri “x” merupakan sebuah universitas yang tengah berkembang di Manado, Sulawesi Utara. Untuk menunjang perkembangannya, Universitas Negeri “x” giat meningkatkan sarana yang ada salah satunya adalah dengan membangun sebuah gedung auditorium.

Gedung auditorium adalah sebuah bangunan besar yang digunakan untuk pertemuan umum, pertunjukan dan sebagainya. Atap gedung auditorium Universitas Negeri “x” tersebut direncanakan menggunakan empat pasang kolom miring beton bertulang bentang panjang yang bertemu pada satu titik sehingga membentuk bangun ruang limas (*pyramid*).

Indonesia sangat rawan gempa karena secara geografis terletak pada pertemuan 3 (tiga) lempeng utama dunia yaitu lempeng Australia, Eurasia dan Pasifik yang aktif. Pergesekan antar lempeng ini mengeluarkan energi yang luar biasa besar dan menimbulkan guncangan di permukaan. Menurut SNI-1726-2002, Manado berada pada zona gempa wilayah 5 yang merupakan wilayah gempa dengan resiko tinggi. Oleh karena itu, dalam merencanakan struktur kolom miring beton bertulang bentang panjang pada bangunan gedung auditorium Universitas Negeri “x”, perlu kiranya mengetahui perilaku kolom tersebut terhadap beban gempa sehingga dapat didesain sebaik-baiknya demi keamanan dan kenyamanan pengguna gedung.

1.2 Tujuan Penulisan

Tujuan dari penulisan adalah untuk mengetahui perilaku struktur gedung dengan kolom miring beton bertulang bentang panjang pada bangunan gedung auditorium Universitas Negeri “x” terhadap beban gempa berupa kinerja batas layan, kinerja batas ultimit dan lendutan (*displacement*).

1.3 Batasan Masalah

Dalam studi tugas akhir ini hanya meninjau elemen struktur kolom miring beton bertulang bentang panjang terhadap beban gempa.

1.4 Sistematika Penulisan

BAB 1 PENDAHULUAN

Berisi latar belakang, tujuan penulisan, batasan masalah, dan sistematika penulisan.

BAB 2 LANDASAN TEORI

Berisi uraian sistematika tentang penelitian struktur kolom beton bertulang terhadap beban gempa dan teori-teori yang ada hubungannya dengan penelitian ini.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

Berisi mengenai urutan pelaksanaan penyelesaian tugas akhir, mulai dari pengumpulan data, studi literatur, studi kasus, parameter desain yang digunakan, cara analisa struktur dengan beban gempa, output yang akan dihasilkan dari analisa, cara pendetailan kolom dan penjelasan mengenai visualisasi hasil analisa.

BAB 4 PEMBAHASAN

Berisi mengenai pemodelan struktur 3 dimensi, penjelasan mengenai konsep struktur, analisa struktur, studi perilaku struktur, perencanaan penulangan dan visualisasi hasil analisa.

BAB 5 KESIMPULAN

Berisi mengenai kesimpulan dari analisa yang telah dilakukan pada BAB 4. Pada BAB 5 ini juga diuraikan mengenai perbedaan-perbedaan yang diperoleh dari keempat varian model dan saran dalam memilih varian kolom yang terbaik.

BAB 2 **LANDASAN TEORI**

2.1 Pendahuluan

Kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum yang berasal dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Kombinasi pembebanan yang menghasilkan rasio maksimum dari momen terhadap beban aksial juga harus diperhitungkan. (SNI 03-2847-2002).

Dalam perencanaan struktur terhadap pengaruh Gempa Rencana, semua unsur struktur gedung harus diperhitungkan memikul pengaruh Gempa Rencana. (SNI-1726-2002).

2.2 Bangunan Piramida

2.2.1 Sejarah

Piramid atau piramida adalah konstruksi bangunan yang sudah digunakan sejak lama oleh bangsa Mesir kuno maupun bangsa Maya, digunakan sebagai makam raja-raja masa dahulu serta sarana ibadah (pemujaan).

2.2.2 Struktur Inti (kerangka)

Hampir semua bangunan saat ini didirikan dengan struktur inti atau kerangka. Selain fungsi dari statika, struktur inti juga sebagai presisi bangunan. Misalnya, ketika dinding tirai pada gedung pencakar langit diletakkan di tempat presisi harus berada di tempat dalam beton dan struktur baja inti. Kontraktor mengukur ketepatan permukaan jadi dari sistem presisi tertanam dalam struktur pada bangunan yang ada.

Prinsip struktur inti itu mungkin diwujudkan dengan orang Mesir dan itu perlu untuk mencapai presisi yang diperlukan untuk mencapai titik puncak piramida. Dalam hal ini, perbedaan utama antara piramida dan sebuah bangunan modern adalah bahwa sebagian besar volume piramida ditempati oleh batu sementara di bangunan modern volume terdiri dari sebagai kekosongan sebanyak

mungkin. Kebutuhan akan struktur inti adalah sama dalam kedua kasus, dan struktur ini paling sering diwakili oleh kolom, dinding, dan lempengan di sebuah bangunan modern, sedangkan di piramida struktur inti terdiri dari bagian besar. Dalam semua hal lain sistem dan urutan bangunan cukup mirip.

2.2.3 *The Optimum Seismic Configuration*

Desain piramida pada Gambar 2.1 berikut menunjukkan tiga cara dasar untuk mencapai ketahanan seismik, dan ini juga bagian dari optimasi, sehingga bangunan *iseseismically* dalam konfigurasinya dioptimalkan arsitektur, dan juga menunjukkan susunan terbaik elemen penahan gempa. Untuk kenyamanan, bangunan ini ditampilkan sebagai tiga lantai: sebuah lantai bangunan yang baik terhadap gempa, semua hal lainnya menjadi seimbang, tetapi dengan bangunan bertingkat kita dapat menunjukkan beberapa atribut yang diperlukan seperti bangunan.



Gambar 2. 1 The Great pyramit of Gizeh

Karakteristik pada Tabel 2.1 berikut yang membuat piramida menjadi bangunan dengan *optimum seismic design*, yaitu:

Tabel 2. 1 Karakteristik desain piramida.

Karakteristik	Akibat
Tinggi rendahnya rasio dasar	Meminimalkan kecenderungan kegagalan struktur
Kesamaan tinggi lantai	Menyetarakan kekakuan kolom/dinding
Bentuk desain yang simetris	Meminimalkan torsi
Resistensi yang identik pada kedua sumbu	Perlawanan yang seimbang pada kedua arah
Keseragaman penampang dan elevasi	Menghilangkan konsentrasi tegangan
Bentang pendek	Tegangan yang rendah pada member/batang
<i>Redundancy</i>	Toleransi kegagalan dari beberapa member/batang
Tanpa kantilever	Tidak adanya konsentrasi tegangan

2.3 Kolom Beton Bertulang

2.3.1 Umum

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktural yang memikul beban dari balok dan unsur struktur lain yang bertumpu padanya. Sehingga kolom ini sangat penting bagi struktur. Jika kolom runtuh, maka runtuh pulalah bangunan yang ada di atasnya. Elemen struktur beton bertulang dikategorikan sebagai kolom jika $L/B > 3$. Jika $L/B < 3$, maka dinamakan pedestal.

Pada umumnya kolom beton tidak hanya menerima beban aksial tekan, tapi juga momen (Bestari, 2008).

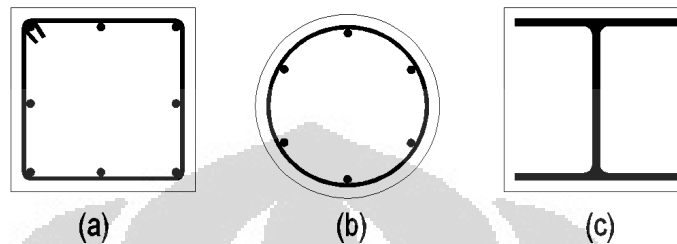
2.3.2 Jenis-Jenis Kolom Beton Bertulang

2.3.2.1 Berdasarkan Bentuk dan Komposisi Material

Berdasarkan bentuk dan komposisi material yang umum digunakan, maka kolom beton bertulang dapat dibagi dalam beberapa tipe berikut:

- a. Kolom persegi dengan tulangan memanjang dan sengkang.

- b. Kolom bundar dengan tulangan memanjang dan tulangan lateral berupa sengkang atau spiral.
- c. Kolom komposit yang terdiri atas beton dan profil baja struktural di dalamnya.



Gambar 2. 2 (a) Kolom persegi, (b) Kolom bundar, dan (c) Kolom komposit.

2.3.2.2 Berdasarkan Panjang Kolom

Berdasarkan panjang kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateralnya, kolom dapat dibagi atas:

- a. Kolom pendek, dimana kolom jenis ini runtuh karena kegagalan materialnya (yaitu lelehnya baja atau hancurnya beton).
- b. Kolom panjang, dimana kolom cenderung runtuh karena tekuk.

2.3.3 Asumsi dalam Perencanaan

Dalam merencanakan komponen struktur terhadap beban lentur atau aksial atau dari kombinasi keduanya, digunakan asumsi-asumsi sebagai berikut (SNI 03-2847-2002):

- a. Regangan pada tulangan dan beton harus diasumsikan berbanding lurus dengan jarak dari sumbu netral, kecuali untuk komponen struktur lentur tinggi dengan rasio tinggi total terhadap bentang bersih yang lebih besar dari $2/5$ untuk bentang menerus dan lebih besar dari $4/5$ untuk bentang sederhana, harus digunakan distribusi regangan non-linier.
- b. Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada serat tekan beton terluar harus diambil sama dengan 0.003 .

- c. Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil daripada kuat leleh (f_y) harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Dan jika lebih besar maka harus diambil sama dengan f_y .
- d. Dalam perhitungan aksial dan lentur beton bertulang, kuat tarik beton harus diabaikan.
- e. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton boleh diasumsikan berbentuk persegi, trapesium, parabola, atau bentuk lainnya yang menghasilkan perkiraan kekuatan yang cukup baik bila dibandingkan dengan hasil pengujian.

2.3.4 Prinsip Perencanaan

Dalam merencanakan komponen struktur terhadap beban lentur atau aksial atau dari kombinasi keduanya, harus dipenuhi ketentuan-ketentuan sebagai berikut (SNI 03-2847-2002):

- a. Perencanaan penampang harus didasarkan atas kompatibilitas tegangan dan regangan dengan menggunakan asumsi di atas (Subbab 2.3.3).
- b. Kondisi regangan seimbang terjadi pada penampang ketika tulangan tarik mencapai regangan yang berhubungan dengan tegangan leleh f_y pada saat yang bersamaan dengan tercapainya regangan batas 0.003 pada bagian beton yang tertekan.
- c. Untuk komponen struktur lentur, dan untuk komponen struktur yang dibebani kombinasi lentur dan aksial tekan dimana kuat tekan rencana (ΦP_n) kurang dari nilai yang terkecil antara $0.10f_c A_g$ dan ΦP_{nb} , maka rasio tulangan yang ada tidak boleh melampaui $0.75\rho_b$, yang merupakan rasio tulangan yang menghasilkan kondisi regangan seimbang untuk penampang yang mengalami lentur tanpa beban aksial.
- d. Kuat tekan rencana dari komponen struktur tekan non-prategang tidak boleh diambil lebih besar dari $0.85\Phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$ (untuk komponen struktur dengan tulangan spiral) atau $0.80\Phi(0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$ (untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang).

2.3.5 Dimensi Rencana untuk Komponen Struktur Tekan

Penentuan tulangan dan kuat rencana minimum dari suatu komponen struktur tekan dengan penampang yang lebih besar dari yang diperlukan berdasarkan peninjauan pembebanan yang ada boleh dilakukan dengan menggunakan suatu luas efektif penampang yang direduksi A_g yang nilainya tidak kurang dari setengah luas total penampang yang ada. Ketentuan ini tidak berlaku pada wilayah dengan resiko gempa tinggi (SNI 03-2847-2002).

2.3.6 Pembatasan untuk Tulangan Komponen Struktur Tekan

Pembatasan untuk tulangan komponen struktur tekan adalah sebagai berikut (SNI 03-2847-2002):

- a. Luas tulangan longitudinal komponen struktur tekan non-komposit harus berkisar antara $0.01 - 0.08$ kali luas bruto penampang.
- b. Jumlah minimum batang tulangan longitudinal pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segi empat atau lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segi tiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dilingkupi oleh spiral.

2.3.7 Pengaruh Kelangsingan pada Komponen Struktur Tekan

Pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan adalah sebagai berikut (SNI 03-2847-2002):

- a. Perencanaan komponen struktur tekan, balok pengeang, dan komponen struktur pendukung lainnya harus berdasarkan pada gaya dalam dan momen terfaktor hasil analisa orde-dua yang memperhitungkan non-linieritas bahan dan retak, serta pengaruh kelengkungan komponen tekan dan goyangan lateral, durasi beban, rangkai dan susut, dan interaksi dengan fondasi pendukung.
- b. Perencanaan komponen struktur tekan, balok pengeang, dan komponen struktur pendukung dapat juga dilakukan dengan menggunakan nilai gaya aksial dan momen hasil analisa perbesaran momen.

2.3.8 Perbesaran Momen – Umum

- a. Gaya-gaya aksial terfaktor (P_u), momen terfaktor M_1 dan M_2 pada ujung-ujung kolom dan bilamana diperlukan simpangan relatif antar lantai (Δ_0), harus dihitung dengan analisa elastis rangka orde-satu, dimana besaran-besaran penampang ditentukan dengan memperhatikan pengaruh beban aksial, adanya retak sepanjang bentang komponen struktur, dan pengaruh durasi beban. Sebagai alternatif, nilai momen inersia kolom boleh digunakan seperti terlihat pada Tabel 2.2 berikut:

Tabel 2. 2 Nilai modulus elastisitas komponen-komponen struktur

Modulus elastisitas	Ec
Momen Inersia	
Balok	0.35 I_g
Kolom	0.70 I_g
Dinding	
: tidak retak	0.70 I_g
: retak	0.35 I_g
Pelat datar dan lantai datar	0.25 I_g
Luas	1.00 I_g

- b. Radius girasi (r) boleh diambil sama dengan 0.3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang ditinjau untuk komponen struktur tekan persegi, dan sama dengan 0.25 kali diameter untuk komponen struktur tekan bulat.
- c. Panjang bebas (l_u) dari sebuah komponen tekan harus diambil sama dengan jarak bersih antara pelat lantai, balok, atau komponen lain yang mampu memberikan tahanan lateral dalam arah yang ditinjau.
- d. Kolom dan tingkat pada struktur harus dikelompokkan sebagai tidak bergoyang atau bergoyang,
- Kolom suatu struktur boleh dianggap tak bergoyang bila perbesaran momen-momen ujung akibat pengaruh orde-dua tidak melebihi 5% dari momen-momen ujung orde-satu.
 - Atau nilai $Q = \Sigma P_u \Delta_0 / (V_u l_c)$ tidak lebih besar dari 0.05.

- e. Ketentuan Subbab 2.3.7 harus digunakan untuk menghitung gaya-gaya dan momen pada rangka, apabila komponen-komponen struktur tekan tunggal pada rangka yang ditinjau memiliki $Klu/r > 100$.
- f. Pada komponen struktur tekan yang mengalami lentur terhadap kedua arah sumbu utamanya, besarnya momen terhadap masing-masing sumbu harus diperbesar secara terpisah berdasarkan pengekanan pada masing-masing sumbu yang ditinjau.

2.3.9 Perbesaran Momen – Rangka Portal Tak Bergoyang

- a. Faktor panjang efektif, k , untuk komponen struktur tekan dari rangka tak bergoyang, harus diambil sama dengan 1,0 kecuali ditunjukkan lain oleh analisa.
- b. Pengaruh kelangsingan pada komponen struktur tekan boleh diabaikan pada rangka tak bergoyang apabila dipenuhi:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2.1)$$

dengan suku $(34 - 12(M_1/M_2))$ tidak boleh diambil lebih besar dari 40. Suku M_1/M_2 bernilai positif bila kolom melentur dengan kelengkungan tunggal dan bernilai negatif bila kolom melentur dengan kelengkungan ganda.

- c. Komponen struktur tekan harus direncanakan dengan menggunakan beban aksial terfaktor P_u dan momen terfaktor yang diperbesar, M_c , yang didefinisikan sebagai:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (2.2)$$

dengan,

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad (2.3)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Klu)^2} \quad (2.4)$$

2.3.10 Perbesaran Momen – Rangka Portal Bergoyang

- a. Untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan samping, faktor panjang efektif harus lebih besar dari 1.
- b. Untuk komponen struktur tekan yang tidak ditahan terhadap goyangan samping, pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila $Klu/r < 22$.
- c. Momen M_1 dan M_2 pada ujung-ujung komponen struktur tekan harus diambil sebesar:

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (2.5)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (2.6)$$

Dengan $\delta_s M_{1s}$ dan $\delta_s M_{2s}$ harus dihitung sebagai berikut:

- c. Momen-momen goyangan yang diperbesar, $\delta_s M_s$ harus diambil sebesar momen-momen ujung yang dihitung menggunakan analisa elastis orde-dua berdasarkan nilai kekakuan komponen struktur yang diberikan pada Tabel 2.2.
- d. Sebagai alternatif, $\delta_s M_s$ boleh diambil sebesar:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \quad (2.7)$$

Apabila nilai δ_s yang dihitung dengan cara ini lebih besar dari 1.5, maka $\delta_s M_s$ harus dihitung dengan menggunakan ketentuan point di atas atau sebagai berikut:

- e. Sebagai alternatif, $\delta_s M_s$ boleh diambil sebesar:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum Pu}{0.75 \sum Pc}} \geq M_s \quad (2.8)$$

- d. Sebuah komponen struktur tekan dengan kelangsingan:

$$\frac{lu}{r} > \frac{35}{\sqrt{Pu / f'c \cdot Ag}} \quad (2.9)$$

harus direncanakan memikul beban aksial terfaktor Pu dan momen Mc yang dihitung menurut (Subbab 2.3.10c).

- e. Selain memperhatikan kasus-kasus pembebanan yang melibatkan beban lateral, harus pula diperhitungkan kekuatan dan stabilitas struktur sebagai satu kesatuan akibat beban gravitasi terfaktor.

2.3.11 Perencanaan Kolom Panjang (Langsing)

2.3.11.1 Menentukan angka kelangsingan kolom

$$\frac{klu}{r} > 22, \text{ maka merupakan kolom langsing} \quad (2.10)$$

Nilai k ditentukan dengan memperhatikan kondisi kolom,

a. Untuk kolom lepas:

Kedua ujung sendi, tidak ada gerak lateral, $k = 1.0$

Kedua ujung sendi, $k = 0.5$

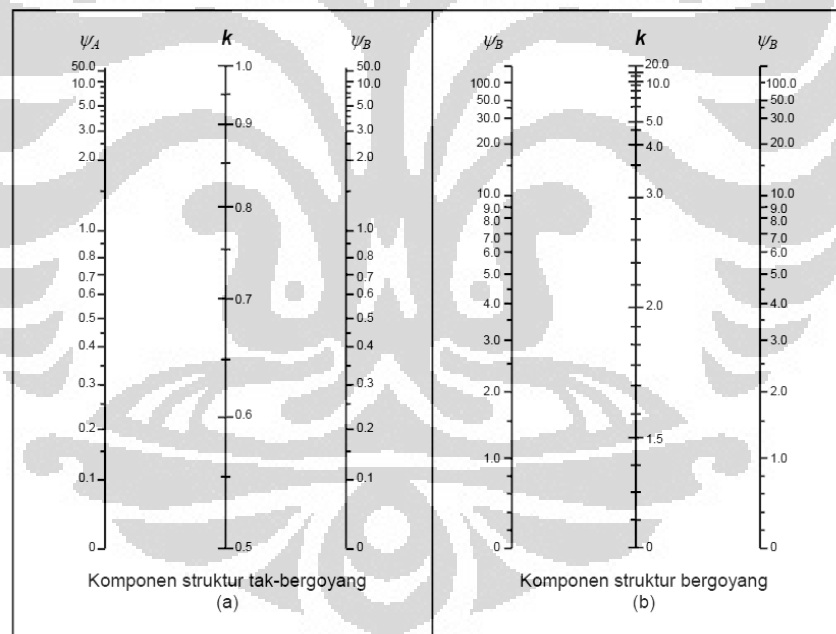
Satu ujung jepit, ujung lainnya bebas, $k = 2.0$

Kedua ujung jepit, ada gerak lateral, $k = 1.0$

b. Untuk kolom yang merupakan bagian dari portal:

$$\text{Tentukan nilai, } \psi = \frac{\sum(EI/L)\text{kolom}}{\sum(EI/L)\text{balok}} \quad (2.11)$$

Dan kemudian plotkan ke Gambar berikut:



Gambar 2. 3 (a) Nilai k untuk komponen struktur tak bergoyang, (b) Nilai k untuk komponen struktur bergoyang.

Kemudian, gunakan cara pada (2.3.9 atau 2.3.10) untuk menentukan beban aksial dan momen yang dipikul.

2.4 Gempa Bumi

2.4.1 Pendahuluan

Gempa bumi adalah suatu peristiwa pelepasan energi gelombang seismik secara tiba-tiba yang mengakibatkan getaran atau guncangan di permukaan bumi. Kata gempa bumi juga digunakan untuk menunjukkan daerah asal terjadinya kejadian tersebut. Bumi kita selalu bergerak, dan gempa bumi terjadi apabila tekanan yang terjadi karena pergerakan tersebut sudah terlalu besar untuk dapat ditahan.

2.4.2 Jenis-jenis Gempa Bumi Berdasarkan Penyebabnya

Berdasarkan penyebab kejadiannya, gempa bumi terdiri sebagai berikut:

- a. Gempa bumi tektonik, disebabkan oleh adanya aktifitas tektonik, yaitu pergesekan antara lempeng-lempeng. Pergesekan antar lempeng tersebut menimbulkan getaran pada permukaan bumi. Pada skala yang cukup besar, gempa bumi jenis ini banyak menyebabkan kerusakan karena getarannya dapat merambat ke seluruh bagian bumi.
- b. Gempa bumi vulkanik, terjadi akibat aktifitas vulkanik, yaitu pergerakan magma pada gunung berapi. Gempa jenis ini biasanya hanya terasa di sekitar gunung tersebut.
- c. Gempa bumi runtuhan, terjadi akibat kejatuhan bebatuan dari luar angkasa atau akibat longsor tanah/batu dalam massa yang cukup besar.
- d. Gempa bumi buatan, terjadi akibat buatan manusia, seperti peledakan dinamit, pekerjaan konstruksi yang menimbulkan getaran dan sebagainya.

2.4.3 Kerusakan Akibat Gempa

Kerusakan-kerusakan yang diakibatkan oleh gempa dapat dibedakan menjadi dua kelompok yaitu sebagai berikut (*The Seismic Design, Naeim*):

- a. Pengaruh langsung (*direct effect*)

Pengaruh langsung dari gempa seperti *ground failure* (*ketidakstabilan akibat kegagalan tanah*), *Liquefaction* yaitu tanah dasar struktur lumpur cair dimana terjadi pemisahan antara pasir dengan tanah karena tanah

jenuh air; Penurunan sebagian (*differential settlement*); *Land slides* (longsoran) dan *ground vibration*. Pengaruh gempa yang mengakibatkan getaran tanah ini merupakan pengaruh gempa yang menjadi perhatian *structural engineers*.

b. Pengaruh tak langsung (*indirect effect atau consequential of damage*)

Pengaruh tak langsung dari suatu gempa disebut juga *consequential of damage*, dimana pengaruh-pengaruh susulan yang terjadi merupakan akibat dari kerusakan-kerusakan yang terjadi sebelumnya atau akibat dari pengaruh langsung gempa. Pengaruh tak langsung ini misalnya *Tsunami* yaitu gelombang laut yang besar yang melanda suatu daratan setelah terjadinya gempa; Banjir (*floods*) terjadi karena ada bendungan yang rusak akibat gempa; Kebakaran (*Fires*) terjadi karena arus pendek atau percikan api akibat runtuhnya gedung.

2.5 Pemilihan Kriteria Desain

2.5.1 Pendahuluan

Pada bagian ini akan dibahas pokok-pokok pedoman syarat umum analisa dan desain bangunan yang terkena beban gempa sesuai ketentuan SNI-1726-2002.

2.5.2 Wilayah Gempa

SNI-1726-2002 telah membagi Indonesia dalam 6 Wilayah Gempa (*WG*) berdasarkan atas 10% kemungkinan gerak tanah oleh gempa rencana dilampaui dalam periode 50 tahun, yang identik dengan periode ulang rata-rata 500 tahun.

Wilayah Gempa ini dicirikan oleh Percepatan Puncak Efektif Batuan Dasar (*PPEBD*), di masing-masing wilayah, dan dinyatakan dalam fraksi dari konstanta gravitasi.

2.5.3 Hubungan Wilayah Gempa dengan Resiko Gempa

SNI-1726-2002 tidak mengatur hubungan Resiko Gempa (*RG*) dan Wilayah Gempa (*WG*), namun bila besaran *PPEBD* atau *Peak Ground*

Acceleration (PGA) Zone ACI/UBC dipakai sebagai penentuan *RG* dan *WG* untuk SNI-1726-2002 maka akan diperoleh hubungan sebagai berikut:

Tabel 2. 3 Ketentuan Resiko Gempa ACI/UBC dan SNI 2847

Code	Resiko Gempa		
	Low	Moderate	High
ACI	Zone 0 & 1	Zone 2A & 2B	Zone 3 & 4
UBC	PGA = 0.075	PGA = 0.15-0.20 g	PGA = 0.30-0.40 g
SNI-03-2878-2002	Rendah	Menengah	Tinggi
SNI-1726-2002	WG 1 & 2	WG 3 & 4	WG 5 & 6
	PGA = 0.03-0.10 g	PGA = 0.15-0.20 g	PGA = 0.25-0.30 g

2.5.4 Ketentuan Umum Syarat Pendetailan

Bila hubungan *RG* dan *WG* pada Tabel 2.3. dapat disepakati, maka syarat-syarat detailing sesuai SNI-03-2878-2002 dapat disimpulkan pada Tabel 2.4 berikut:

Tabel 2. 4 Perencanaan dan Syarat Pendetailan

Resiko Gempa	Wilayah Gempa	Berlaku SNI-03-2878-2002 Pasal		
		3 s/d 20 Syarat umum	3 s/d 20 + 23.10 Syarat moderat	3 s/d 20 + 23.2 s/d 8 Syarat khusus
Rendah	1 & 2	SRPM, Rangka pelat kolom, dan dinding struktur	-	-
Menengah	3 & 4	Dinding geser	rangka balok-kolom dan rangka pelat kolom	-
Tinggi	5 & 6	-	-	rangka balok kolom, dinding struktur

2.5.5 Jenis Tanah Setempat

Perambatan gelombang PPEBD melalui lapisan tanah di bawah bangunan diketahui dapat memperbesar gempa rencana di muka tanah, tergantung pada jenis lapisan tanah. Oleh karena itu, SNI-1726-2002 menetapkan jenis-jenis tanah menjadi 4 jenis yaitu tanah keras, tanah sedang, tanah lunak, dan tanah khusus.

2.5.6 Kategori Gedung

Pada setiap bangunan harus dikenal masuk dalam kategori salah satu dari 5 kategori gedung tersebut di SNI-1726-2002 seperti pada Tabel 2.5 berikut:

Tabel 2. 5 Faktor keutamaan berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I ₁	I ₂	I
Gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan dan perkantoran	1.0	1.0	1.0
Monumen dan bangunan monumental	1.0	1.6	1.6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio & televisi	1.4	1.0	1.4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1.6	1.0	1.6
Cerobong, tangki di atas menara	1.5	1.0	1.5

2.5.7 Konfigurasi Struktur Gedung

Keteraturan bentuk atau konfigurasi gedung akan sangat mempengaruhi kinerja gedung sewaktu kena gempa rencana. Oleh karena itu, struktur gedung dibedakan dalam dua golongan yaitu yang beraturan dan yang tidak beraturan berdasarkan konfigurasi denah dan elevasi gedung.

Untuk gedung yang beraturan (sesuai ketentuan dalam SNI-1726-2002 pasal 4.2) maka dapat dianalisa menggunakan cara analisa statik Ekuivalen. Sedangkan yang tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisa respon dinamik.

Dalam banyak kasus yang sudah ada, struktur gedung yang tidak beraturan cenderung mengalami kerusakan yang lebih berat dibandingkan dengan struktur gedung yang memiliki konfigurasi teratur. Hal ini disebabkan oleh adanya konsentrasi tegangan yang berlebihan/tak seimbang pada unsur komponen struktur.

2.5.8 Sistem Struktur

Dasar sistem struktur utama yang tercantum dalam SNI-1726-2002 adalah sebagai berikut:

a. Sistem dinding penumpu

Dinding penumpu ini memikul hampir seluruh beban lateral. Beban gravitasi juga ditahan oleh dinding ini sebagai dinding struktural.

b. Sistem rangka gedung

Pada sistem ini terdapat rangka ruang yang memikul beban-beban gravitasi, sedangkan beban lateral dipikul oleh dinding struktural.

c. Sistem rangka pemikul momen (SRPM)

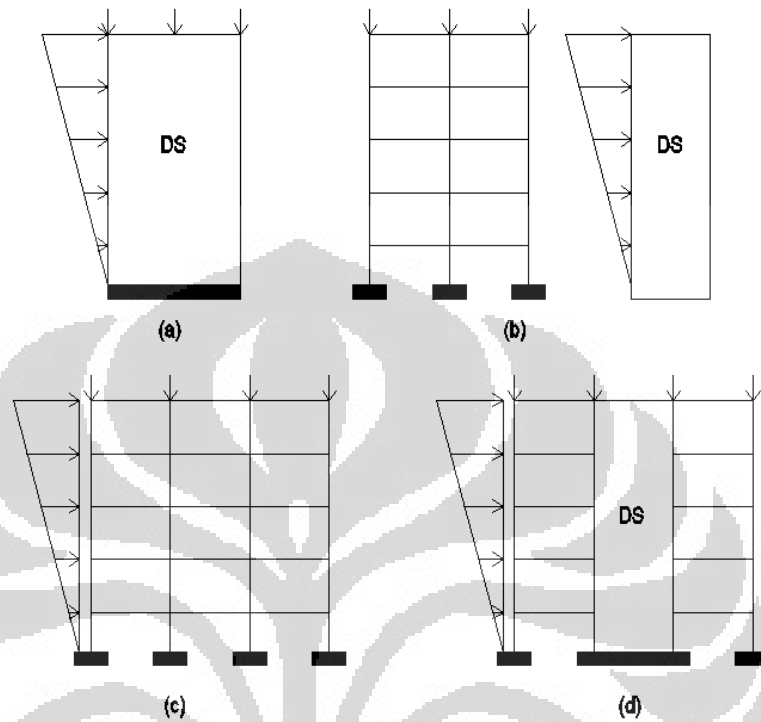
Didalam SRPM terdapat 3 (tiga) jenis pembagian yaitu SRPMB (B=Biasa), SRPMM (M=Menengah), dan SRPMK (K=Khusus). Yang membedakan antara ketiga jenis SRPM ini adalah pada persyaratan desainnya.

d. Sistem ganda (*Dual System*)

Tipe sistem struktur ini memiliki 3 (tiga) ciri dasar. Pertama, rangka ruang lengkap berupa SRPM yang penting berfungsi memikul beban gravitasi.

Kedua, pemikul beban lateral dilakukan oleh dinding struktural dan SRPM, dimana SRPM harus secara tersendiri sanggup memikul setidaknya 25% dari beban dasar geser nominal.

Ketiga, dinding struktural dan SRPM direncanakan untuk menahan beban dasar geser nominal secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya.



Gambar 2. 4 (a) Sistem Dinding Penunjang, (b) Sistem Rangka Gedung, (c) Sistem Rangka Pemikul Momen, dan (d) Sistem Ganda.

2.5.9 Perencanaan Struktur Gedung

SNI-1726-2002 menyediakan prosedur statik maupun dinamik untuk menentukan beban gempa minimum pada sistem pemikul beban lateral. Pada prinsipnya semua struktur boleh didesain sesuai prosedur dinamik.

2.5.10 Beban Gempa

Untuk struktur gedung beraturan, beban gempa nominal akibat beban gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur yang terjadi di tingkat dasar, dihitung dengan rumus:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (2.12)$$

2.5.11 Syarat Kekakuan Komponen Struktur

Pengaruh retak-retak pada komponen-komponen struktur akibat beban gempa juga harus diperhitungkan dalam analisa struktur untuk distribusi beban, dan perhitungan Kinerja Batas Layan. SNI 03-2847-2002 menentukan momen inersia penampang komponen-komponen struktur utuh harus dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang yang nilainya kurang dari 1.

2.5.12 Pengaruh P-Δ

Semua struktur akibat beban lateral akan melentur ke samping (Δ), begitu juga akibat beban gempa. Δ ini akan menimbulkan momen sekunder (disebut pengaruh P- Δ) oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping yang mengakibatkan adanya momen tambahan pada komponen-komponen kolom. Dalam SNI-1726-2002, untuk struktur gedung yang bertingkat lebih dari 10 lantai atau dengan ketinggian diatas 40 m, harus diperhitungkan terhadap pengaruh P- Δ tersebut.

2.5.13 Waktu Getar Alami Fundamental (T_1)

SNI-1726-2002 mengatur perhitungan T_1 sebagai berikut:

- T_1 harus ditentukan dengan rumus-rumus empiris.
- T_1 harus lebih kecil dari ξn untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel. Nilai ξ tergantung lokasi wilayah gempa.
- T_1 dari hasil rumus empiris tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai T_1 yang dihitung dengan rumus Rayleigh.

2.5.14 Distribusi dari V

Beban geser dasar nominal yang diperoleh harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i sesuai rumus:

$$F_i = \frac{W_i Z_i}{\sum_{i=1}^n W_i Z_i} V \quad (2.13)$$

2.5.15 Eksentrisitas Rencana e_d

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat, harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Bila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana harus ditentukan sebagai berikut:

untuk $0 < e \leq 0.3b$:

$$e_d = 1.5e + 0.05b \quad (2.14)$$

atau

$$e_d = e - 0.05b \quad (2.15)$$

dan dipilih diantara keduanya yang berpengaruh paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur yang ditinjau.

untuk $e > 0.3b$:

$$e_d = 1.33e + 0.1b \quad (2.16)$$

atau

$$e_d = 1.17e - 0.1b \quad (2.17)$$

dan dipilih diantara keduanya yang berpengaruh paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur yang ditinjau.

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antara pusat massa dengan pusat rotasi lantai tingkat, harus ditinjau baik dalam analisa statik maupun analisa dinamik 3 (tiga) dimensi.

2.5.16 Pembatasan Penyimpangan Lateral

Simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa nominal dibedakan 2 macam, yaitu sebagai berikut:

- a. Kinerja Batas Layan (*KBL*) struktur gedung yang besarnya dibatasi $\leq \frac{0.03}{R} h_i$ atau 30 mm. Pembatasan ini bertujuan untuk mencegah terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan disamping menjaga kenyamanan pengguna gedung

- b. Kinerja Batas Ultimit (*KBU*) struktur gedung akibat gempa rencana untuk struktur gedung beraturan dibatasi sebesar $\leq 0.7R \times (KBL)$ atau $0.02h_i$. Pembatasan ini bertujuan membatasi kemungkinan terjadi keruntuhan struktur yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan mencegah benturan berbahaya antar gedung.

2.5.17 Pengaruh Arah Pembebanan Gempa

Untuk memperhitungkan pengaruh arah gempa yang kemungkinan tidak searah sumbu utama struktur gedung, maka SNI-1726-2002 menetapkan pengaruh pembebanan searah sumbu utama harus dianggap terjadi bersamaan dengan 30% pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus nya.

2.5.18 Kompatibilitas Deformasi

SNI-1726-2002 menetapkan suatu kelompok kolom atau subsistem struktur gedung boleh dianggap tidak menjadi bagian Sistem Pemikul Beban Lateral gempa rencana apabila partisipasi memikul pengaruh gempanya kurang dari 10%.

Dalam hal ini, unsur atau subsistem tersebut selain terkena beban gravitasi, juga harus direncanakan terhadap simpangan struktur akibat pengaruh gempa rencana, yaitu terhadap simpangan *inelastic* sebesar $R/1.6$ kali simpangan akibat beban gempa nominal (Δ_s) pada struktur gedung tersebut.

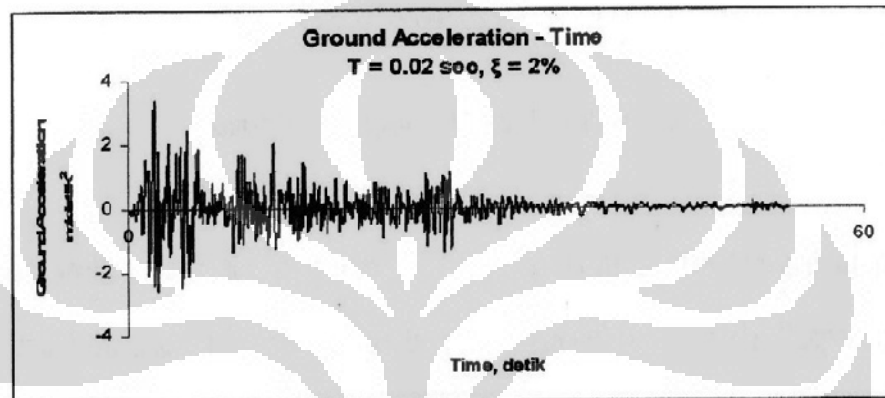
2.6 *Sesmic Respon Spektrum.*

Respon spektrum adalah plot dari respons maksimum struktur yang diperoleh dari analisa riwayat waktu suatu gempa. Secara umum ada tiga jenis respon spektrum tergantung pada jenis respon yang digunakan, yaitu :

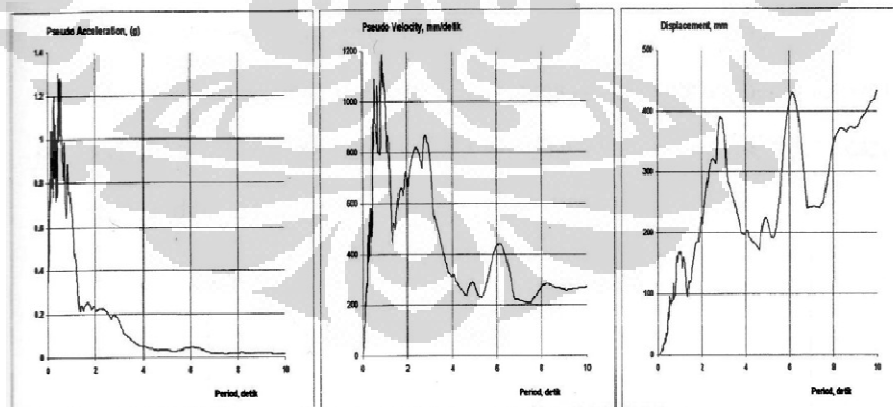
- a. Spektrum respons perpindahan (*deformation response spectrum*).
Spektrum respon perpindahan μ_o adalah plot perpindahan terhadap waktu getar alami T_n untuk ζ_n tertentu.
- b. Spektrum respons kecepatan semu (*pseudo-velocity response spectrum*).
Spektrum respons kecepatan semu \dot{u}_o adalah plot kecepatan terhadap waktu getar alami T_n untuk ζ_n tertentu.

- c. Spektrum respons percepatan semu (*pseudo-acceleration response spectrum*).

Spektrum respons percepatan semu \ddot{u}_o adalah plot kecepatan terhadap waktu getar alami T_n untuk ξ_n tertentu. Absis dari spektrum adalah waktu getar alami dari sistem dan ordinat adalah respons maksimum.



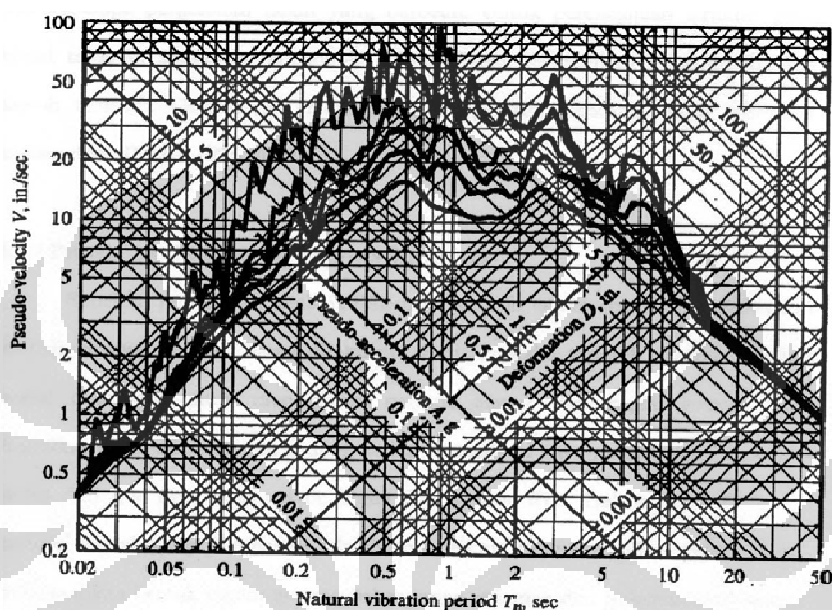
Gambar 2. 5 Ground acceleration



Gambar 2. 6 a) Spektrum respons percepatan semu ; (b) Spektrum response kecepatan semu ; (c) Spektrum response perpindahan.

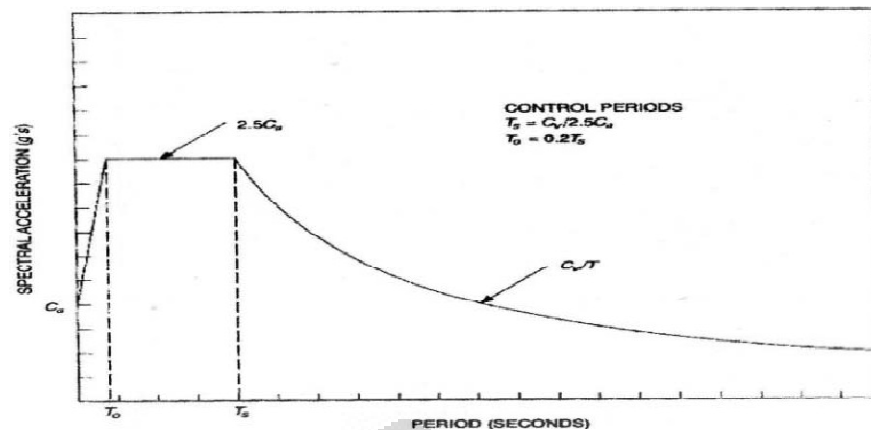
Ketiga respon spektrum tersebut (percepatan, kecepatan dan perpindahan) dapat secara simultan diplot kedalam sebuah grafik skala log dengan 3 sumbu

yang disebut *tripartite* (dikembangkan oleh Newmark). Dimana sumbu horisontal dapat berupa periode atau frekuensi, sumbu vertikal berupa respons kecepatan dan dua buah sumbu diagonal yang merupakan respon percepatan dan perpindahan. Contoh *tripartite* dapat dilihat pada Gambar 2.6 berikut:



Gambar 2. 7 Spektrum respons gabungan perpindahan, kecepatan semu, dan percepatan semu untuk pergerakan tanah akibat gempa EL Centro; $\xi = 0,2,5,10$, dan 20%.

Respon spektrum yang sering digunakan untuk perencanaan dan terdapat di peraturan-peraturan bangunan adalah respon spektrum percepatan terhadap periode. Respon spektrum ini lebih mudah digunakan untuk perencanaan karena beban atau gaya gempa berbanding lurus dengan percepatan sehingga nilainya dapat langsung dicari dengan mengalikan nilai spektra percepatan maksimum dengan berat bangunan. Salah satu contoh respons spektrum yang digunakan dalam peraturan *Uniform Building Code 1995* (UBC 1995) dapat dilihat pada Gambar 2.8 berikut.



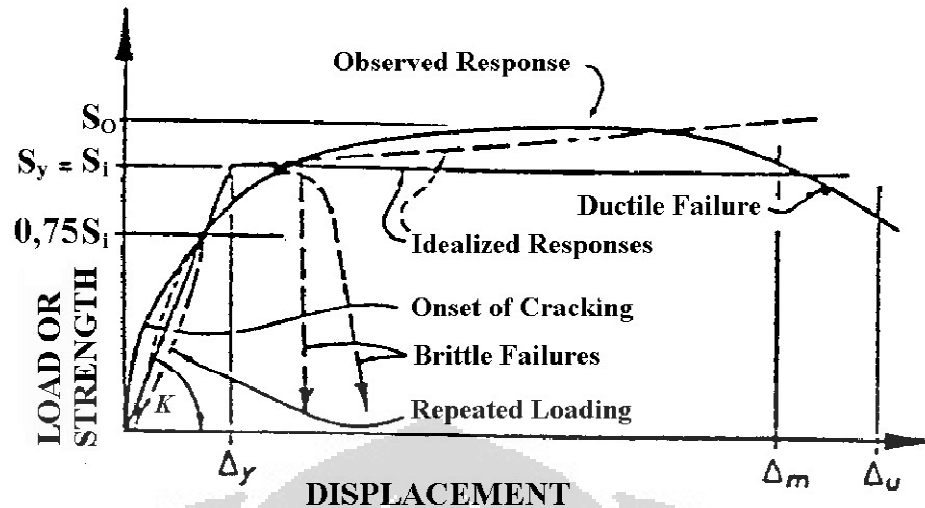
Gambar 2. 8 Respons spektrum desain pada peraturan

Peraturan di Indonesia, menyarankan untuk menggunakan respon spektrum menurut SNI 03 -1726 - 2003 yang telah diklasifikasikan terhadap zona atau wilayah gempa Indonesia.

2.7 Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan struktur untuk berdeformasi secara inelastis tanpa mengalami reduksi kekuatan secara signifikan sebelum mencapai keruntuhan (Park, 1988). Sifat daktilitas struktur menggambarkan jumlah energi yang mampu didisipasi/diserap oleh struktur. Dalam analisa struktur, faktor daktilitas didefinisikan sebagai rasio antara deformasi maksimum struktur dengan deformasi yang terjadi saat mengalami (*yielding*) leleh.

Pada dasarnya daktilitas dibagi atas beberapa jenis. Hal ini terjadi karena adanya beberapa pengertian yang timbul. Pengertian daktilitas dapat ditinjau dari tiga jenis metode perhitungan. Daktilitas dapat ditinjau dari segi regangan (*strain*), Lengkungan (*curvature*), dan Lendutan (*displacement*).



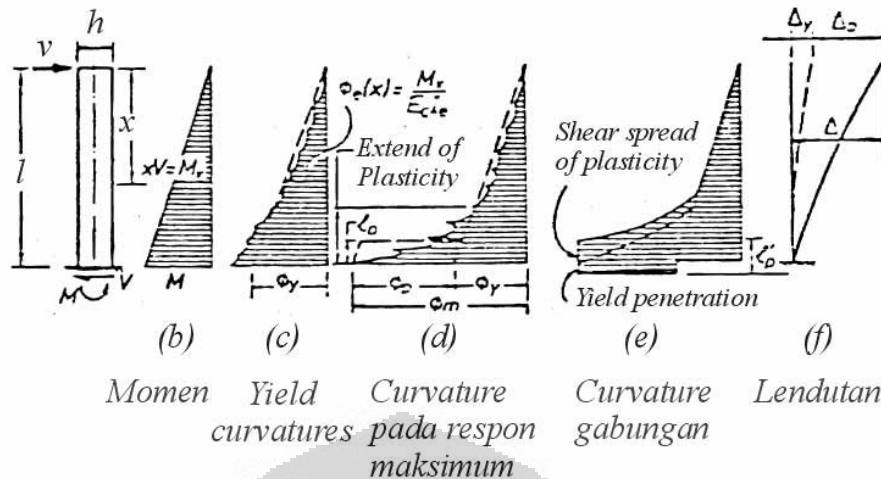
Gambar 2. 9 Hubungan Beban – Lendutan

2.7.1 Daktilitas Lendutan

Daktilitas lendutan biasanya digunakan pada evaluasi struktur yang diberikan gaya gempa. Daktilitas didefinisikan oleh rasio dari total lendutan yang terjadi Δ dengan lendutan pada awal titik leleh (*yield point*) u_y ,

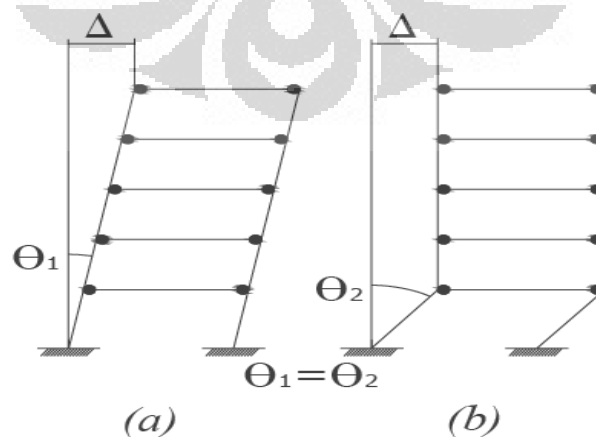
$$\mu_{\Delta} = \frac{u}{u_y} \quad (2.25)$$

dimana $u = u_y + u_p$. Lendutan pada titik leleh (u_y) dan pada titik plastik (u_p) penuh adalah komponen-komponen dari total lendutan ujung lateral seperti pada Gambar 2.10(f). Untuk sebuah struktur portal, biasanya total defleksi diambil pada bagian teratas (atap), seperti pada Gambar 2.10. Walaupun pada nantinya perhitungan faktor reduksi akan dilihat dari hubungan simpangan dengan tinggi dari bangunan tersebut, kesalahan μ_{Δ} pada bagian atap dapat dinormalkan dengan perbandingan pendekatan yang telah dibuat. Pada saat perancangan, harus diperhatikan daktilitas dihubungkan dengan maksimum antisipasi lendutan $u = u_m$ (Gambar 2.10). Sehingga, tidak terlalu diperhatikan lendutan yang terjadi antar lantai. Ini mungkin dapat dilihat pada Gambar 2.10 bahwa daktilitas lendutan pada bagian atap seperti yang dibandingkan.



Gambar 2. 10 Hubungan Momen, Curvature, dan Lendutan pada model kantilever

Pada kenyataannya kejadian ini sangat berpengaruh. Terjadi perbedaan daktilitas pada kedua kejadian ini. Gambar 2.11 juga menunjukkan bahwa kapasitas daktilitas lendutan μ_{Δ} pada struktur seperti itu akan sangat berpengaruh pada kemampuan plastis sambungan pada ujung balok atau kolom. Hal ini menuntut kemampuan daktilitas pada kolom dan balok secara individual. Lendutan sampai titik leleh u_y pada kantilever, seperti pada Gambar 2.10(f), diasumsikan mengalami *yield curvature* pada bagian dasarnya. Ini adalah pendekatan yang paling realistis dan penting, karena nilai absolut dari lendutan maksimum $u_m = \mu_{\Delta} \leq u_u$ juga perlu dievaluasi dan dihubungkan dengan tinggi struktur dimana lendutan terjadi.

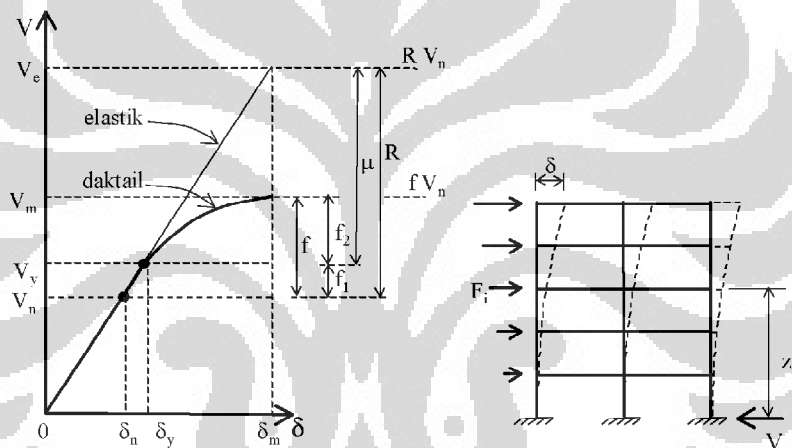


Gambar 2. 11 Defleksi pada struktur

Pada struktur, ketika respon gempa yang terjadi melebihi beban rencana maka keadaan deformasi inelastis harus tercapai. Ketika struktur mampu untuk merespon keadaan inelastis tanpa penurunan kemampuan yang drastis, maka hal ini akan disebut dalam keadaan daktail. Keadaan daktail yang sempurna terjadi pada saat *ideal elastic / perfectly plastic (elastoplastic)*.

2.7.2 Penentuan Daktilitas Bangunan dan Faktor Reduksi Beban Gempa.

Gambar berikut ini menjelaskan hubungan antara beberapa parameter yang menjadi acuan untuk menentukan besarnya beban gempa nominal pada suatu struktur.



Gambar 2. 12 Diagram beban – perpindahan pada struktur

Menurut UBC 1997, daktilitas adalah kemampuan suatu struktur untuk mengalami simpangan dalam kondisi pasca elastik sehingga terjadi keruntuhan. Perilaku ini sangat penting, karena selama proses pelelehan elemen struktur tersebut terjadi proses disipasi energi gempa. Selama terjadi gempa, daktilitas akan mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi diambang keruntuhan.

Struktur dengan tingkat daktilitas tertentu akan memungkinkan terjadinya sendi plastis secara bertahap pada elemen elemen struktur yang telah ditentukan. Dengan terbentuknya sendi plastis pada elemen struktur, maka struktur akan

mampu menahan beban gempa maksimum tanpa memberikan kekuatan yang berlebihan pada elemen struktur karena energi kinetik akibat gerakan tanah dasar yang akan diterima akan dipencarkan pada sendi plastis tersebut. Semakin banyak terbentuk sendi plastis pada elemen struktur, semakin besar pula energi gempa yang dipencarkan. Setelah terjadi sendi plastis pada suatu elemen, defleksi struktur serta rotasi plastis masih terus bertambah.

Daktilitas struktur direncanakan dengan terdapat faktor modifikasi respon mewakili faktor kuat lebih dan kapasitas komponen struktur secara keseluruhan dalam kondisi daktail, dan selanjutnya dikenal dengan lambang μ . Daktilitas bangunan yang didesain dengan faktor modifikasi respon juga harus dibatasi berdasarkan kriteria perencanaan berikut:

- a. Kekuatan dan kekakuan struktur yang direncanakan untuk memenuhi kondisi diatas direncanakan juga supaya cukup untuk memberikan kemampuan kepada struktur bangunan untuk melakukan deformasi (simpangan) yang bersifat elastoplastik tanpa runtuh, bila mengalami gempa rencana maksimum.
- b. Agar struktur gedung tinggi memiliki daktilitas yang tinggi, harus diupayakan supaya sendi sendi plastis yang terjadi akibat beban gempa maksimum ada di dalam balok-balok dan tidak terjadi dalam kolom-kolom, kecuali pada kaki kolom yang paling bawah dan pada bagian atas kolom penyangga atap. Hal ini dapat tercapai bila kapasitas (momen leleh) kolom lebih tinggi daripada kapasitas (momen leleh) balok yang bertemu pada kolom tersebut (konsep *strong column weak beam*).
- c. Besarnya *displacement* yang terjadi harus dibatasi untuk menjaga integritas bangunan dan menghindari jatuhnya korban jiwa.

2.8 Pengaruh Gempa Vertikal

- a. Unsur-unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi seperti balkon, kanopi dan balok kantilever berbentang panjang, balok transfer pada struktur gedung tinggi yang memikul beban gravitasi dari dua atau lebih tingkat di atasnya serta balok beton pratekan berbentang panjang, harus diperhitungkan terhadap

komponen vertikal gerakan tanah akibat pengaruh Gempa Rencana, berupa beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen yang harus ditinjau bekerja ke atas atau ke bawah yang besarnya harus dihitung sebagai perkalian Faktor Respons Gempa vertikal C_v dan beban gravitasi, termasuk beban hidup yang sesuai.

- b. Faktor Respon Gempa vertikal C_v yang disebut pada 2.7.a harus dihitung menurut persamaan:

$$C_v = \Psi A_o I \quad (2.26)$$

Dimana koefisien Ψ bergantung pada Wilayah Gempa tempat struktur gedung berada dan ditetapkan menurut Tabel 2.6, dan A_o adalah percepatan puncak muka tanah menurut Tabel 2.7, sedangkan I Faktor Keutamaan Gedung Tabel 2.5.

Tabel 2. 6 Koefisien Ψ untuk menghitung faktor respons gempa vertikal C_v

Wilayah Gempa	Ψ
1	0.5
2	0.5
3	0.5
4	0.6
5	0.7
6	0.8

Tabel 2. 7 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah A_o ('g')			
		Tanah keras	Tanah sedang	Tanah lunak	Tanah khusus
1	0.13	0.04	0.05	0.08	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi
2	0.10	0.12	0.15	0.20	
3	0.15	0.18	0.23	0.30	
4	0.20	0.24	0.28	0.34	
5	0.25	0.28	0.32	0.36	
6	0.30	0.33	0.36	0.38	

2.9 Prosedur Analitis Beban Angin ASCE 7-05

2.9.1 Ruang lingkup

Sebuah bangunan atau struktur lain yang desain beban anginnya ditentukan sesuai dengan bagian ini harus memenuhi semua kondisi berikut:

1. Bangunan atau struktur lain adalah bangunan berbentuk biasa atau struktur seperti yang didefinisikan dalam pasal 6.2.
2. Bangunan atau struktur lain yang tidak memiliki karakteristik respon sehingga tunduk pada seluruh beban angin, pusaran shedding, ketidakstabilan karena berderap atau *flutter*, atau tidak memiliki lokasi yang menyalurkan efek atau hentakan di belakang penghalang perlawanan angin khusus dipertimbangkan.

2.9.2 Pembatasan

Ketentuan pasal 6.5 mempertimbangkan pembesaran efek beban yang disebabkan oleh hembusan dalam resonansi dengan getaran angin bersama bangunan fleksibel atau struktur lainnya. Bangunan atau struktur lainnya yang tidak memenuhi persyaratan bentuk pasal 6.5.1, atau memiliki bentuk yang tidak biasa atau respon karakteristik, harus dirancang menggunakan literatur yang diakui dengan mendokumentasikan efek beban angin atau menggunakan prosedur terowongan angin yang ditentukan dalam pasal 6.6.

2.9.3 *Shielding*

Tidak akan ada pengurangan tekanan kecepatan karena *shielding* jelas diberikan oleh bangunan dan struktur lainnya atau fitur medan.

2.9.4 *Air Permeable Cladding*

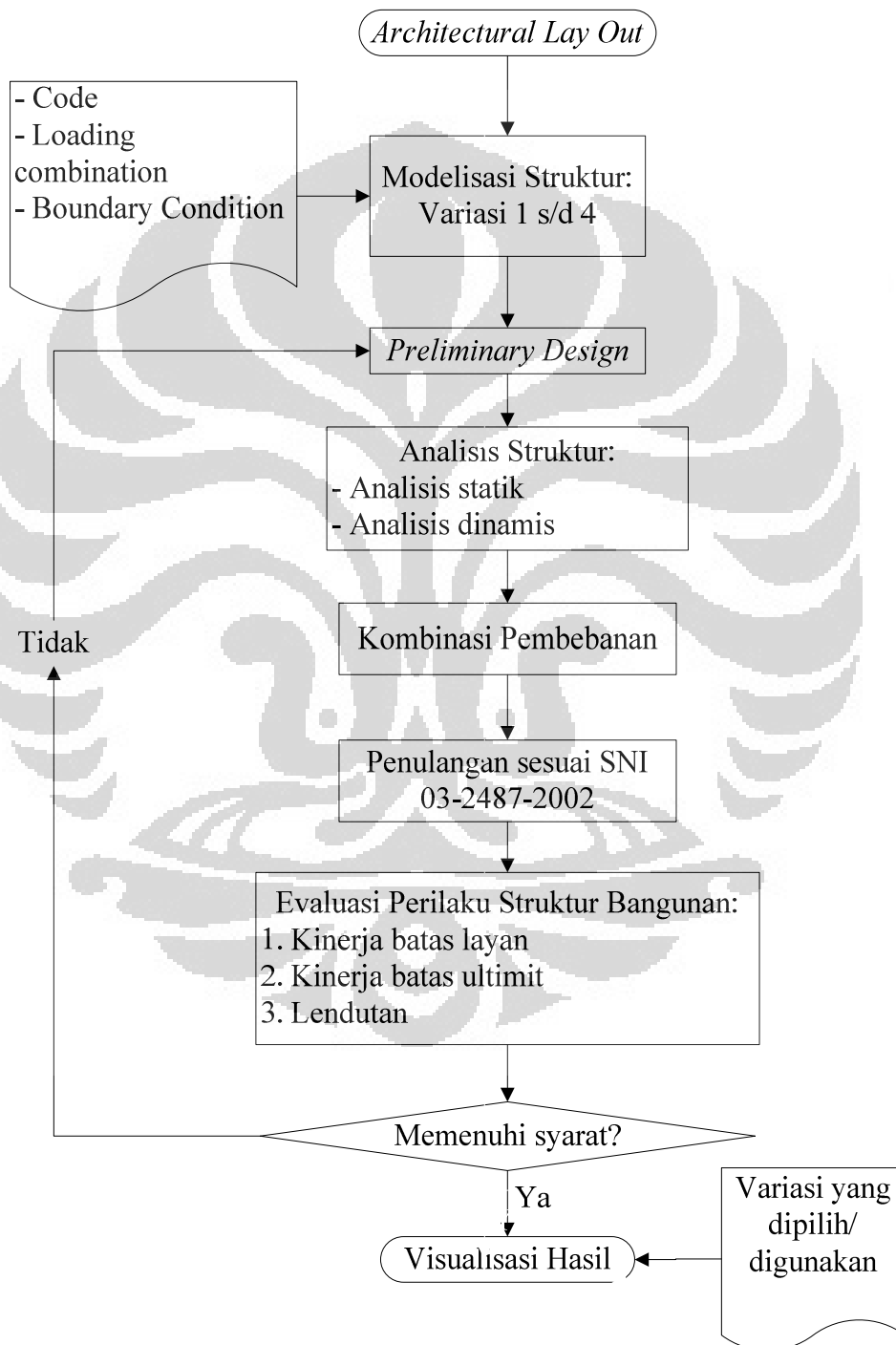
Desain beban angin yang ditentukan dari pasal 6.5 harus digunakan untuk *Air Permeable Cladding* kecuali data uji disetujui atau diakui literatur dengan menunjukkan beban terkecil untuk jenis udara permeabel *cladding* yang dipertimbangkan.

2.9.5 Prosedur Desain Sesuai ASCE 7-05

1. Kecepatan dasar angin (V) dan faktor arah angin (K_d) harus ditentukan sesuai pasal 6.5.4.
2. Faktor keutamaan gedung (I) ditentukan menurut pasal 6.5.5.
3. *Exposure category* (K_z) dan *velocity pressure exposure category* (K_h) harus ditentukan untuk masing-masing arah angin sesuai pasal 6.5.6.
4. Faktor topografi harus ditentukan menurut pasal 6.5.7.
5. Faktor efek hembusan (G atau G_f) ditentukan menurut pasal 6.5.8.
6. *Enclosure classification* ditentukan menurut pasal 6.5.9.
7. *Internal pressure coefficients* ($G_{C_{pi}}$) ditentukan menurut pasal 6.5.11.1.
8. *External pressure coefficients* ($G_{C_{pf}}$) atau *force coefficient* (C_f) ditentukan menurut pasal 6.5.11.2 dan pasal 6.5.11.3.
9. *Velocity pressure* (q_z) ditentukan menurut pasal 6.5.10.
10. Desain angin beban (p) atau (F) harus ditentukan sesuai dengan pasal 6.5.12, 6.5.13, 6.5.14, dan 6.5.15, sebagai yang berlaku.

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir



Gambar 3. 1 Flowchart metode studi

3.2 Studi Literatur

Mempelajari literatur/pustaka yang berkaitan dengan tugas akhir diantaranya tentang peraturan dan literatur yang membahas perancangan struktur, antara lain :

- a. Badan Standarisasi Nasional, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)*.
- b. Badan Standarisasi Nasional, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)*.
- c. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Sesuai (SNI 03-1726-2002) dan (SNI 03-2847-2002)*.
- d. *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG) 1983*.
- e. Jurnal-jurnal dan pustaka yang terkait dengan tugas akhir.

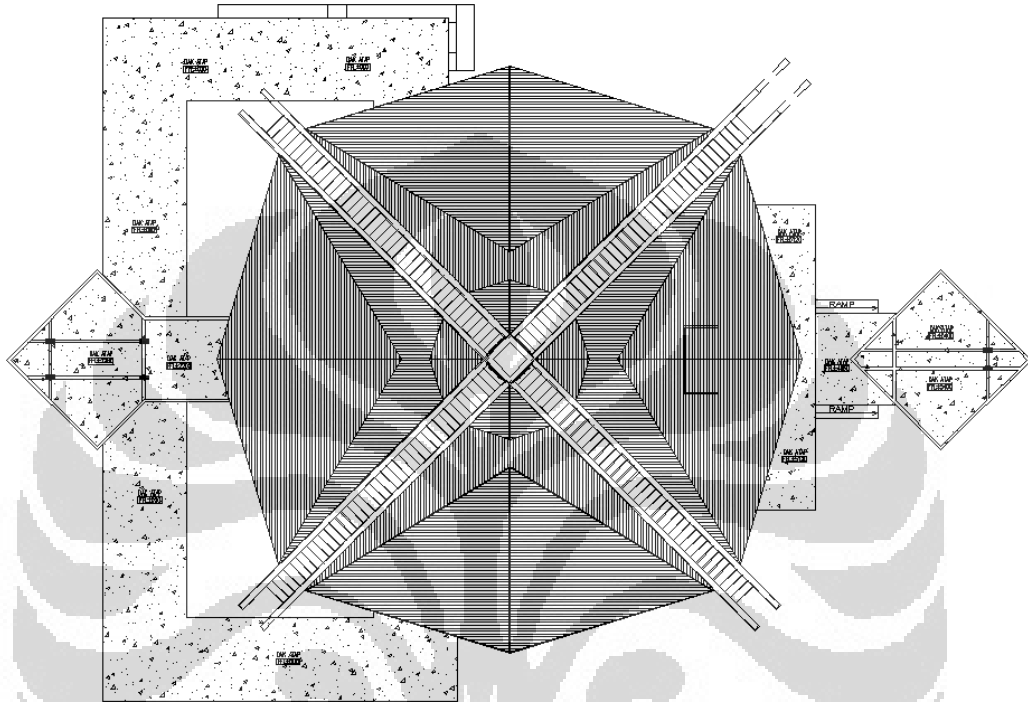
3.3 Alasan Pemilihan Material

Pada studi ini akan dibahas tentang struktur bangunan auditorium yang merupakan struktur kolom beton bertulang yang berfungsi sebagai penopang atap bangunan. Selain untuk mengakomodasi keinginan Arsitek dan pemilik bangunan, pemilihan beton sebagai material utama kolom juga didasarkan oleh beberapa keuntungan sebagai berikut (Handayani, 2008):

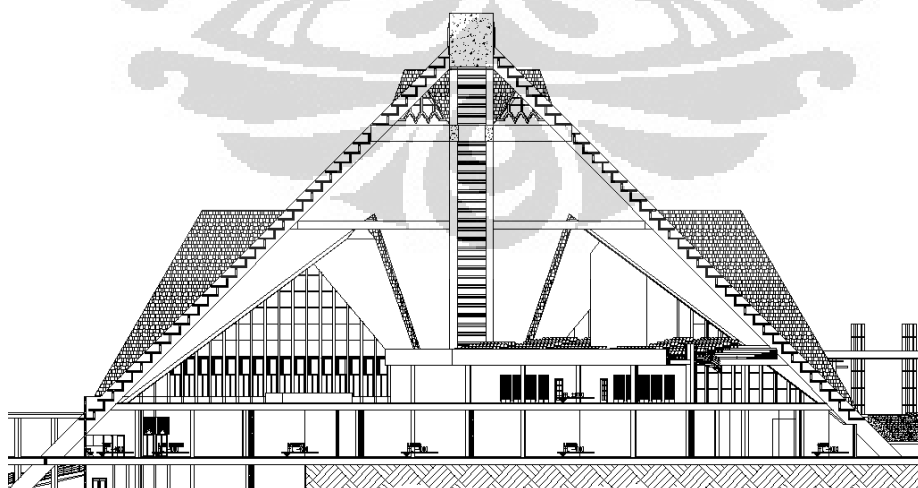
- a. Beton menggunakan bahan- bahan dasar yang mudah didapat.
- b. Mempunyai kekuatan yang sangat tinggi terutama kuat tekan.
- c. Tahan terhadap temperatur tinggi.
- d. Biaya pemeliharaan yang kecil.
- e. Beton segar sangat mudah diangkut dan dicetak dalam bentuk apapun dan ukuran sebarang sesuai keinginan.

3.4 Architectural Lay Out

Pada Gambar 3.2~3.3 berikut ditampilkan *Architectural lay out* gedung yang digunakan sebagai gambaran umum.



Gambar 3. 2 Tampak atas gedung.



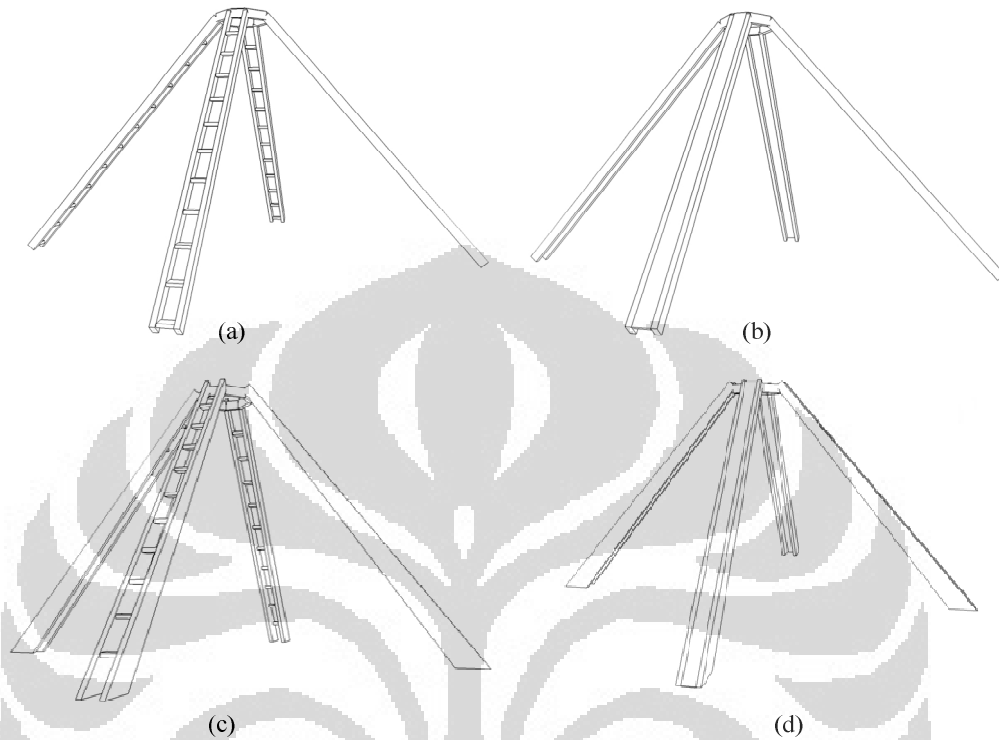
Gambar 3. 3 Potongan struktur.

3.5 Varian Kolom yang akan Dianalisa

Varian yang dibuat untuk kemudian dianalisa perilaku strukturnya terdiri dari 4 varian, yaitu sebagai berikut:

- a. Model yang pertama terdiri dari empat pasang kolom utama yang berbentuk persegi dengan dimensi 1600 x 700 mm. Masing-masing pasangan kolom dihubungkan oleh balok dengan dimensi penampang 165 x 960 mm dengan jarak antar balok ± 1000 mm.
- b. Model yang kedua terdiri dari empat pasang kolom utama yang berbentuk persegi dengan dimensi penampang 1600 x 700 mm. Masing-masing pasangan kolom dihubungkan oleh pelat setebal 165 mm pada arah sumbu lemah (sumbu y).
- c. Model yang ketiga terdiri dari empat pasang kolom utama yang berbentuk non-prismatis dengan ukuran penampang bagian paling bawah 2200 x 900 mm dan ukuran penampang bagian paling atas 1400 x 900 mm.. Masing-masing pasangan kolom dihubungkan oleh balok dengan dimensi penampang 165 x 960 mm dengan jarak antar balok ± 1000 mm.
- d. Model yang ketiga terdiri dari empat pasang kolom utama yang berbentuk non-prismatis dengan ukuran penampang bagian paling bawah 2200 x 900 mm dan ukuran penampang bagian paling atas 1400 x 900 mm. Masing-masing pasangan kolom dihubungkan oleh pelat beton setebal 165 mm.

Ilustrasi ke empat model kolom seperti Gambar 3.4 berikut:



Gambar 3. 4 Ilustrasi varian struktur

3.6 Modelisasi

Modelisasi yang dilakukan adalah 4 varian struktur yang disebutkan pada Bab. 3.5 di atas. Struktur dimodelkan sebagai 4 (empat) pasang kolom yang membentuk prisma dan ujungnya bertemu pada satu titik. Ujung-ujung bawah kolom dianggap terjepit pada muka tanah.

3.6.1 Spesifikasi Material

Material yang digunakan, ditentukan sendiri oleh penulis seperti pada Tabel 3.1.berikut:

Tabel 3. 1 Spesifikasi material

Tipe material		<i>Isotropic</i>	
Analysis Properties Data	Massa jenis	244.898	kg/m ³
	<i>Weight per unit volume</i>	2402	kg/m ³
	<i>Modulus of elasticity</i>	3.031x10 ⁴	kg/m ²
	<i>Poison's ratio</i>	0.2	
	<i>Coeff of thermal expansion</i>	9.9x10 ⁻⁶	
	<i>Shear modulus</i>	1.263x10 ⁹	
Design Property Data	<i>Specified concrete compression strength, fc'</i>	40	Mpa
	<i>Bending reinforcement, yield stress, fy</i>	400	Mpa
	<i>Shear reinforcement, yield stress, fys</i>	400	Mpa

3.6.2 Dimensi

Dimensi struktur bangunan untuk tiap jenis varian seperti yang telah dijelaskan pada Bab 3.5. Setelah dimodelisasi dan dilakukan pembebanan, kemudian dianalisa menggunakan program komputer *SAP VII.0.0* maka akan diperoleh dimensi struktur untuk setiap jenis varian.

Dari hasil analisa yang diperoleh, akan dilakukan perbandingan untuk menentukan varian mana yang memberikan hasil yang menguntungkan secara arsitektural dan ekonomis.

3.7 Pembebanan (SNI 03-1726-2002)

3.7.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati (*Dead Load*) adalah berat dari semua unsur bangunan yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, *finishing*, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari bangunan. Dalam studi ini, beban mati yang ditinjau sebagai berikut:

- a. Berat beton bertulang : 2400 kg/m³
- b. Penutup atap per m² bidang atap : 30 kg/m²
- c. Ceiling, mekanikal dan elektrik : 30 kg/m²

3.7.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penggunaan suatu bangunan. Terdiri dari penghuni gedung dan unsur-unsur yang letaknya tidak tetap atau dapat berpindah-pindah. Beban hidup pada atap gedung, yang dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil minimum sebesar 100 kg/m^2 . Atap dan/atau bagian atap yang tidak dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil yang menentukan (terbesar) dari beban terbagi rata air hujan atau beban terpusat yang berasal dari seorang pekerja atau seorang pemadam kebakaran dengan peralatannya sebesar minimum 100 kg.

3.7.3 Beban Angin (*Wind Load*)

Beban angin adalah beban yang terjadi akibat tiupan angin pada bangunan. Berdasarkan arah kerjanya beban jenis ini dikategorikan sebagai beban horisontal. Beban angin, menganggap adanya tekanan positif (*pressure*) dan tekanan negatif/isapan (*suction*) bekerja tegak lurus bidang yang ditinjau. Beban angin yang digunakan adalah beban angin ASCE 7-05 yang dihitung otomatis oleh program *SAP V11.0.0*. dimana spesifikasiinya adalah sebagai berikut:

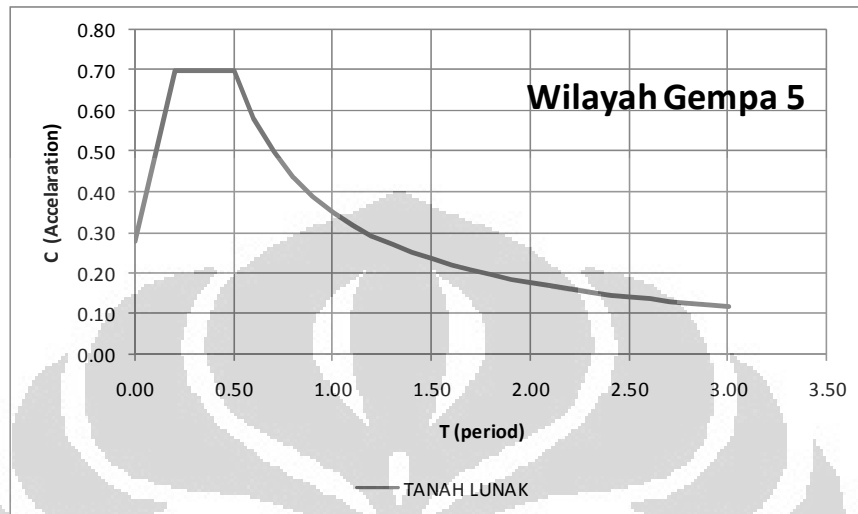
- a. Kecepatan angin (*V*) : 130 mph
- b. *Exposure type* : B
- c. Faktor keutamaan : 1
- d. Faktor topografi, K_{zt} : 1
- e. Faktor hembusan (*gust factor*) : 0.85
- f. Faktor arah : 0.85

3.7.4 Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Beban gempa adalah beban yang terjadi akibat pergerakan muka tanah oleh gelombang gempa yang arah kerjanya horisontal maupun vertikal. Konfigurasi beban gempa yang digunakan adalah sebagai berikut:

- a. Wilayah gempa : 5 (lima)
- b. Jenis tanah : Tanah lunak
- c. Analisa gempa : Respon spektrum (CQC)

- d. Faktor keutamaan gedung (I) : 1.00 (Gedung pertemuan)
- e. *Damping ratio* : 0.05
- f. Daktilitas : Digunakan 3.5



Gambar 3. 5 Respon spektrum zona gempa wilayah 5(lima)

3.8 Parameter Desain yang Digunakan

3.8.1 Kuat Perlu

- a. Kuat perlu (U) untuk menahan beban mati (D) paling tidak harus sama dengan, $U = 1.4D$
- b. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin (W) harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka $U = 1.2D + 1.0L \pm W + 0.5 (A \text{ atau } R)$ dan $U = 0.9 D \pm 1.6W$
- c. Bila ketahanan struktur terhadap gempa diperhitungkan dalam perencanaan, maka $U = 1.2D + 1.0L \pm 1E$ atau $U = 0.9D \pm 1.0E$

Menurut *SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung* pasal 5.8.2, untuk mensimulasikan arah gempa rencana, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Dengan demikian beban gempa terdiri dari arah x dan y.

$$\text{Arah x: } U = 1,2 D + 1,0 L + 100\% x + 30\% y \quad (3.1)$$

$$\text{Arah y: } U = 1,2 D + 1,0 L + 30\% x + 100\% y \quad (3.2)$$

3.8.2 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan kuat perlu di atas, maka ditentukan kombinasi pembebanan untuk analisa gempa dinamik yang digunakan adalah sebagai berikut:

- a. $U = 1.4 DL$
- b. $U = 1.2 DL + 1.6 LL$
- c. $U = (1.2 + Cv) DL + (1.0 + Cv) LL + 0.3 EQX + 1.0 EQY$
- d. $U = (1.2 + Cv) DL + (1.0 + Cv) LL + 1.0 EQX + 0.3 EQY$
- e. $U = (0.9 - Cv) DL + 0.3 EQX + 1.0 EQY$
- f. $U = (0.9 - Cv) DL + 1.0 EQX + 0.3 EQY$
- g. $U = 1.2 DL + 1.0 LL + 1.6 W (W0^\circ, W45^\circ, W90^\circ)$
- h. $U = 0.9 DL + 1.6 W (W0^\circ, W45^\circ, W90^\circ)$

3.8.3 Kuat Rencana

- a. Kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser, dan torsi harus diambil sebagai hasil kali kuat nominal, yang dihitung berdasarkan ketentuan dan asumsi dari SNI-03-2847-2002 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
- b. Faktor reduksi kekuatan yang digunakan ditentukan sebagai berikut:

Tabel 3. 2 Faktor reduksi kekuatan

No	Gaya yang bekerja	Nilai ϕ
1	Lentur, tanpa beban aksial	0.80
2	Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur	0.80
3	Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur	
	* dengan tulangan spiral	0.70
	* komponen struktur lainnya	0.65
4	Geser dan torsi	0.75

Pada analisa pembebanan menggunakan program aplikasi komputer yaitu *SAP VII.0.0*. Analisa pembebanan sangat diperlukan untuk mengetahui seberapa besar beban yang akan diterima oleh struktur dan gaya-gaya dalam yang dihasilkan. Syarat-syarat pembebanan dilakukan sesuai dengan PPIUG 1983, (SNI 03-2847-2002) dan (SNI 1726-2002)

3.9 Analisa Struktur dengan Beban Gempa

3.9.1 Analisa Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen

- a. Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen
- b. Apabila kategori gedung memiliki Faktor Keutamaan I menurut Tabel 2.5 dan strukturnya untuk suatu arah sumbu utama denah struktur dan sekaligus arah pembebanan Gempa Rencana memiliki faktor reduksi gempa R dan waktu getar alami fundamental T_1 , maka beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_f \quad (3.3)$$

- c. Beban geser dasar nominal V menurut Pasal 6.1.2 (SNI 1726-2002) harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i Z_i}{\sum_{i=1}^n W_i Z_i} V \quad (3.4)$$

- d. Apabila rasio antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka $0,1 V$ harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan $0,9 V$ sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban beban gempa nominal statik ekuivalen menurut Pasal 6.1.3 (SNI 1726-2002).

3.9.2 Analisa Ragam Spektrum Respon (Dinamis) (SNI 1726-2002)

- a. Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana, dapat dilakukan dengan metoda analisa ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana menurut (Gambar 3.5) yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R . Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.
- b. Penjumlahan respons ragam yang disebut dalam Pasal 7.2.1 untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau *CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares* atau *SRSS*).
- c. Untuk memenuhi persyaratan menurut Pasal 7.1.3, maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisa ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan nilainya dengan suatu Faktor Skala :

$$Faktor\ skala = \frac{0,81 V_1}{V_t} \geq 1 \quad (3.5)$$

- d. Bila diinginkan, dari diagram atau kurva gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh Gempa Rencana sepanjang tinggi struktur gedung yang telah disesuaikan nilainya menurut Pasal 7.2.3 dapat ditentukan beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang bersangkutan (selisih gaya geser tingkat dari 2 tingkat berturut-turut), yang bila perlu diagram atau kurvanya dimodifikasi terlebih dulu secara konservatif untuk mendapatkan pembagian beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang lebih baik sepanjang tinggi struktur gedung. Beban-beban gempa nominal statik

ekuivalen ini kemudian dapat dipakai dalam suatu analisa statik ekuivalen 3 dimensi biasa.

3.9.3 Waktu Getar

Analisa dinamik yang digunakan adalah analisa ragam spektrum respons, yakni dengan memberlakukan suatu spektrum respons gempa rencana pada suatu model *Finite Element* dari struktur dan dari situ ditentukan respons struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari respons masing-masing ragamnya. Pada dasarnya jumlah ragam yang ditinjau adalah sedemikian rupa sehingga sudah mengandung paling sedikit 90% dari energi gempa.

Analisa Respons Spektrum ini dilakukan dengan menggunakan bantuan program komputer *SAP VII.0.0*. Data koefisien gempa dasar dimasukkan pada *file input* yang dibaca langsung oleh program *SAP VII.0.0*, dengan demikian dapat diperoleh waktu getar alami struktur.

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar fundamental T_1 struktur gedung dibatasi yaitu $T_1 \leq \zeta n$.

Hasil dari gaya geser dasar analisa secara dinamis harus diambil ≥ 0.8 kali hasil analisa secara statik ekuivalen. (*Catatan asistensi, A. R. Sjahril*)

3.9.4 Kinerja Batas Layan

Kinerja Batas Layan (KBL) struktur gedung yang besarnya dibatasi $\leq \frac{0.03}{R} h_i$ atau 30 mm. Pembatasan ini bertujuan untuk mencegah terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan disamping menjaga kenyamanan pengguna gedung.

3.9.5 Kinerja Batas Ultimit

Kinerja Batas Ultimit (KBU) struktur gedung akibat gempa rencana untuk struktur gedung beraturan dibatasi sebesar $\leq 0.7R \times$ (KBL) atau $0.02h_i$. Pembatasan ini bertujuan membatasi kemungkinan terjadi keruntuhan struktur yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan mencegah benturan berbahaya antar gedung.

3.9.6 Lendutan (*Displacement*)

Peninjauan lendutan sebagai bagian dari perilaku struktur dilakukan dengan menggunakan kombinasi pembebanan $1.0 \text{ DL} + 1.0 \text{ LL}$.

3.10 Output Analisa

3.10.1 Momen Lentur

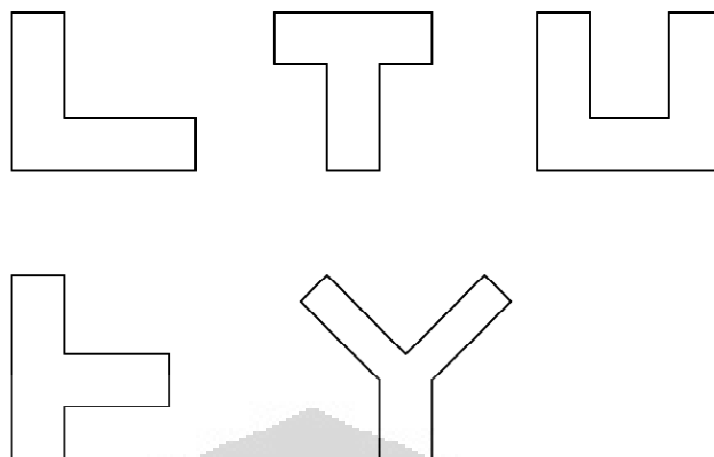
Beban yang bekerja pada struktur, baik yang berupa beban gravitasi, beban hidup, beban angin, beban berat sendiri dari struktur tersebut maupun beban-beban yang lain, menyebabkan terjadinya lentur dan deformasi pada elemen struktur. Lentur pada balok merupakan akibat dari regangan yang timbul karena adanya beban. Apabila bebannya bertambah maka akan terjadi regangan tambahan yang menyebabkan timbulnya retak lentur disepanjang bentang balok.

Momen merupakan beban yang berbanding lurus dengan jarak. Akibat adanya momen, balok mengalami lenturan pada balok yang mengakibatkan retak pada balok. Mengingat sifat beton hanya tahan terhadap gaya tekan saja, maka diperlukan adanya tulangan baja untuk dapat menahan tegangan tarik yang terjadi.

3.10.2 Momen Torsi

Gaya torsi terjadi pada saat suatu komponen memikul beban gaya sedemikian sehingga terpuntir terhadap sumbu memanjangnya. Momen puntir ini sering menyebabkan tegangan geser yang cukup besar. Gaya torsi cenderung terjadi pada batang yang berpenampang bukan bulat. Gaya torsi yang timbul mengakibatkan retak tarik diagonal seperti yang diakibatkan oleh gaya geser lentur.

Selain terjadi pada elemen struktur beton bertulanganya seperti pada balok, momen puntir juga terjadi pada bangunan itu sendiri. Pada balok, untuk mengurangi resiko akibat momen torsi, diperlukan tulangan baja yang dipasang melintang dengan arah retakan, umumnya dipasang pada arah memanjang balok. Pada bangunan, untuk menghindari terjadinya torsi, salah satunya adalah menjaga agar titik berat bangunan berhimpit dengan titik massa bangunan tersebut dan sebaiknya menghindari bentuk struktur bangunan seperti gambar dibawah ini.



Gambar 3. 6 Denah struktur bangunan

3.10.3 Gaya Lintang

Gaya lintang merupakan gaya yang tegak lurus sumbu bagian konstruksi yang ditinjau. Gaya lintang yang terjadi mengakibatkan terjadinya geser. Akibat terjadinya lenturan, balok juga menahan gaya geser. Dalam konsep beton bertulang, apabila gaya geser yang bekerja sangat besar sehingga beton tidak mampu menahanya, maka diperlukan tulangan tambahan untuk dapat menahan gaya yang terjadi.

Tegangan geser dan lentur akan timbul disepanjang komponen struktur tempat bekerjanya gaya geser dan momen lentur. Terjadinya lentur ditahan oleh tulangan longitudinal, sedangkan untuk gaya geser, ditahan oleh tulangan tambahan berupa sengkang. Adapun mekanisme perlawanan geser sebagai berikut:

- a. Adanya perlawanan geser beton sebelum terjadi retak.
- b. Adanya gaya ikatan antar agregat
- c. Timbulnya aksi pasak tulangan longitudinal sebagai perlawanan terhadap gaya transversal yang harus ditahan
- d. Terjadinya perlengkungan pada balok yang relatif tinggi
- e. Adanya perlawanan penulangan geser yang berupa sengkang vertikal ataupun miring (untuk balok bertulangan geser).

3.10.4 Gaya Normal (Aksial)

Gaya normal merupakan gaya yang sejajar sumbu bagian konstruksi yang ditinjau. Pada struktur bangunan, yang mengalami gaya normal atau aksial paling besar adalah kolom. Pada kolom gaya aksial sangat dominan sehingga keruntuhan sangat sulit dihindari. Apabila beban ditambah, maka retak akan terjadi diseluruh badan kolom tersebut dan apabila bebannya terus bertambah, maka akan terjadi keruntuhan dan tekuk (*buckling*) yang ditandai dengan lepas atau hancurnya selimut beton kemudian diikuti dengan lelehnya tulangan baja. Untuk mencegah terjadinya keruntuhan dan *buckling*, kolom diusahakan tidak terlalu panjang/tinggi dan penulangan kolom harus sangat diperhatikan, baik tulangan memanjang, maupun sengkangnya.

3.11 Pendetailan Kolom

- a. Spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang l_0 dari muka hubungan balok kolom tidak boleh melebihi:
 - Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil
 - 24 kali diameter sengkang ikat
 - Setengah dimensi penampang terkecil komponen struktur, dan
 - 300 mm
- b. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari:
 - 1/6 tinggi bersih kolom
 - Dimensi penampang terbesar kolom, dan
 - 500 mm.
- c. Sengkang ikat pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih dari $0,5 S_0$ dari muka hubungan balok kolom
- d. Tulangan hubungan balok kolom harus memenuhi 13.11(2) (SNI 03-2487-2002). Yaitu pada sambungan-sambungan elemen portal ke kolom harus disediakan tulangan lateral dengan luas tidak kurang daripada yang disyaratkan dalam persamaan $\frac{75\sqrt{f_c}}{1200f_y}b_w s$ dan dipasang di dalam kolom sejauh tidak kurang daripada tinggi bagian sambungan paling tinggi dari elemen portal yang disambung, kecuali untuk sambungan yang bukan merupakan bagian dari sistem utama penahan beban gempa, yang

dikekang pada keempat sisinya oleh balok atau pelat yang mempunyai ketebalan kira-kira sama

- e. Spasi sengkang ikat pada sebarang penampang kolom tidak boleh melebihi $2S_0$.

3.12 Penulangan Daktilitas pada Kolom

Konsep daktilitas struktur adalah kemampuan suatu gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat gempa hingga terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup sehingga struktur masih dapat berdiri walaupun telah diambang keruntuhan. Untuk mendapatkan konsep daktilitas pada struktur, elemen-elemen struktur tersebut harus didesain secara khusus. Adapun persyaratan penulangan daktilitas pada kolom pada SNI beton 2002 pasal 23.4 :

- a. Jumlah tulangan transversal harus dipenuhi berdasarkan:
- Rasio volumetrik tulangan spiral atau sengkang cincin, dimana:

$$\rho_s > 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \text{ atau } 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (3.6)$$

- Luas total penampang sengkang tertutup persegi tidak boleh kurang dari :

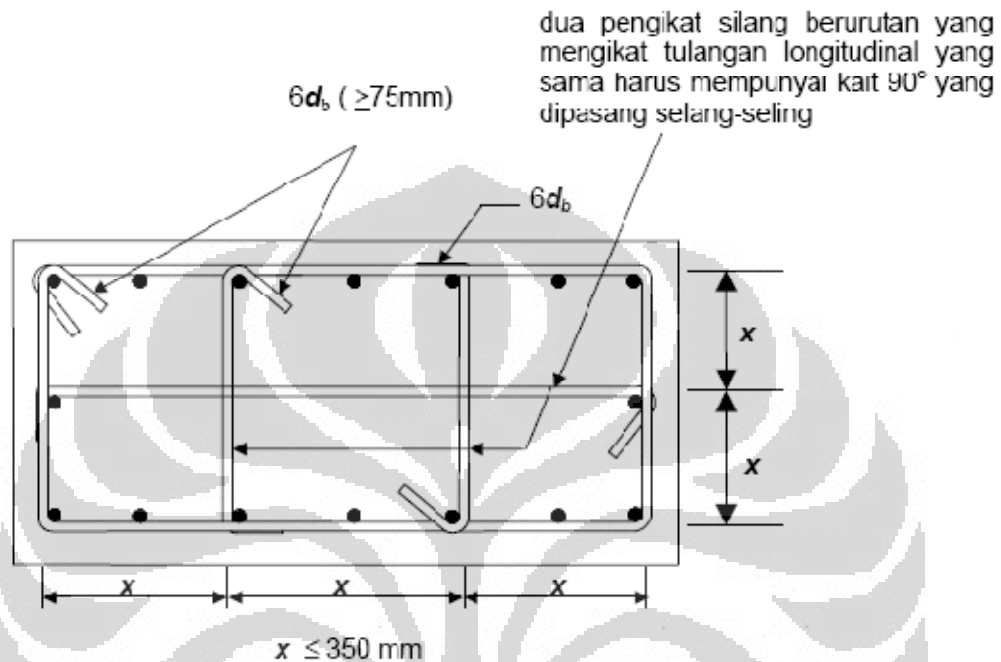
$$A_{sh} = 0,3 (sh_c f'_c / fyh) \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (3.7)$$

dan

$$A_{sh} = 0,09 (sh_c f'_c / fyh) \quad (3.8)$$

- Tulangan transversal harus berupa sengkang tunggal atau tumpuk. Tulangan pengikat silang dengan diameter dan spasi yang sama dengan diameter dan spasi sengkang tertutup boleh digunakan. Tiap ujung tulangan pengikat silang harus terkait pada tulangan longitudinal terluar. Pengikat silang yang berurutan harus ditempatkan secara berselang-seling berdasarkan bentuk kait ujungnya.
- Bila kuat rencana pada bagian inti komponen struktur telah memenuhi ketentuan kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa maka persamaan (3.7) tidak perlu diperhatikan.

- Bila tebal selimut beton di luar tulangan transversal pengekuat melebihi 100 mm, tulangan transversal tambahan perlu dipasang dengan spasi tidak melebihi 300 mm. tebal selimut di luar tulangan transversal tambahan tidak boleh melebihi 100 mm.



Gambar 3. 7 Contoh penulangan daktilitas kolom

- Tulangan transversal harus diletakkan dengan spasi lebih daripada :
 - Seperempat dimensi terkecil komponen struktur
 - Enam kali diameter tulangan utama
 - $S_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$ Dimana $100 \text{ mm} < S_x > 150 \text{ mm}$.
- Tulangan pengikat silang tidak boleh dipasang dengan spasi lebih dari 350 mm dari sumbu ke sumbu dalam arah tegak lurus sumbu komponen struktur.
- Tulangan transversal yang sesuai dengan diatas harus dipasang sepanjang l_o (panjang minimum diukur dari muka join sepanjang sumbu komponen struktur., dimana harus disediakan tulangan transversal) pada kedua sisi dari setiap penampang yang berpotensi membentuk leleh lentur akibat deformasi lateral inelastik struktur rangka. Panjang l_o ditentukan tidak kurang dari :

- Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok kolom atau pada segmen yang berpotensi membentuk leleh lentur
 - seperenam bentang bersih komponen struktur
 - 500 mm
- d. Bila gaya-gaya aksial terfaktor pada kolom akibat beban gempa melampaui $Agf^c/10$ dan gaya-gaya aksial tersebut berasal dari komponen struktur lainnya yang sangat kaku yang didukungnya, misalnya dinding. Maka kolom tersebut harus diberi tulangan transversal sejumlah yang ditentukan diatas pada seluruh tinggi kolom.
- e. Bila tulangan transversal yang ditentukan diatas tidak dipasang diseluruh panjang kolom maka pada daerah sisanya harus dipasang tulangan spiral atau sengkang tertutup dengan spasi sumbu ke sumbu tidak lebih daripada nilai terkecil dari 6 x diameter tulangan longitudinal kolom atau 150 mm.

3.13 Visualisasi Hasil

Setelah dilakukan analisa dan perencanaan penulangan pada kolom, maka hasil perhitungan strukturnya divisualisasikan dalam bentuk gambar-gambar, tabel-tabel dan grafik-grafik.

BAB 4 PEMBAHASAN

4.1 Konsep Struktur

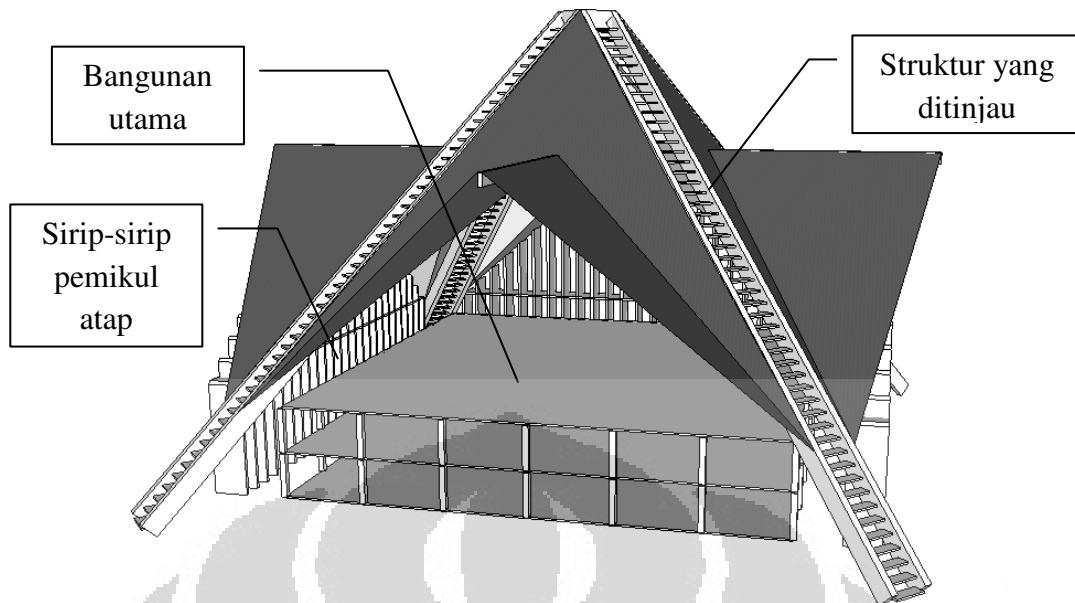
Struktur yang ditinjau posisinya mengganggu struktur bangunan utama. Dimana ujung bagian bawah struktur tersebut langsung menumpu pada pondasinya pada keempat sudut bangunan utama. Dalam memikul atap, struktur kolom miring tersebut dibantu oleh struktur kolom vertikal yang berbentuk sirip-sirip dan sirip tersebut juga terpisah dari bangunan utama.

Dari segi arsitektural, gedung ini sesuai dengan konsep rumah adat Manado, di mana lokasi gedung tersebut berada/akan dibangun. Sedangkan dari segi struktural, peranan struktur ini sangat penting, karena apabila terjadi kegagalan pada struktur tersebut (struktur atap), maka akan berdampak langsung pada bangunan di bawahnya.

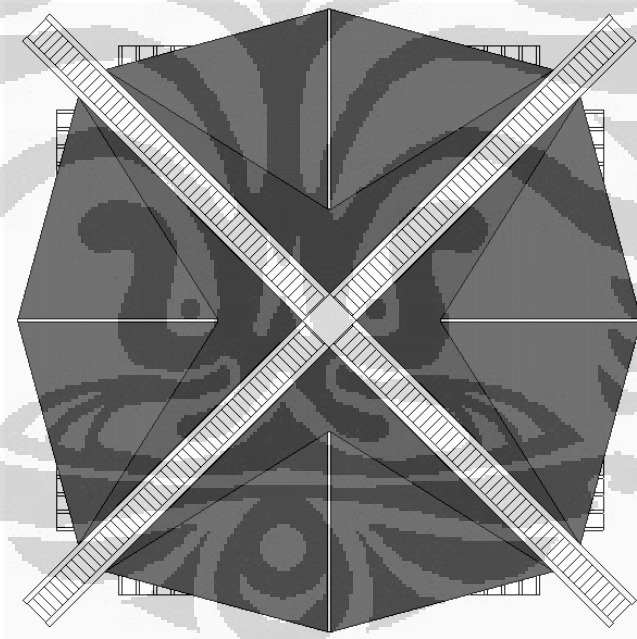
4.2 Pemodelan Struktur

Struktur gedung Auditorium Universitas Negeri “x” terdiri dari 2 (dua) bagian utama. Bagian pertama adalah bagian struktur yang berfungsi sebagai bangunan utama yang terdiri dari bangunan portal ruang biasa dengan beberapa lantai dan yang kedua adalah bagian struktur yang berfungsi sebagai penutup gedung/penyangga atap gedung. Kedua bagian struktur tersebut terpisah (tidak berhubungan langsung) secara struktural dan bekerja sendiri-sendiri dalam memikul beban.

Struktur yang akan dibahas adalah bagian struktur yang kedua yaitu struktur penyangga atap gedung yang terdiri dari empat pasang kolom miring (45°) beton bertulang bentang panjang yang ujung-ujung atasnya saling bertemu dan membentuk bangun ruang limas (piramid). Untuk lebih jelasnya lihat Gambar 4.1~4.2. Struktur dimodelisasi sebagai portal ruang 3-D dengan 6 derajat kebebasan (*degree of freedom / DOF*) pada tiap nodal.



Gambar 4. 1 Perspektif bangunan



Gambar 4. 2 Tampak atas bangunan

4.3 Pembebanan Gravitasi pada Struktur

Beban gravitasi didefinisikan sesuai dengan besarnya beban pada BAB 3 no. 3.7. Besarnya berat sendiri struktur dapat dihitung langsung oleh program *SAP VII.0.0* dengan memasukkan massa jenis material elemen struktur. Beban

gravitasi yang bekerja pada atap gedung didistribusikan sebagai beban titik pada buhul-buhul ujung balok dan kolom secara proporsional.

4.4 Analisa Struktur Umum

Analisa dinamik yang digunakan adalah analisa ragam spektrum respons, yakni dengan memberlakukan suatu spektrum respons gempa rencana pada suatu model *Finite Element* dari struktur dan dari situ ditentukan respons struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari respons masing-masing ragamnya.

Jumlah ragam yang ditinjau tidak boleh kurang dari 5 dan tidak perlu lebih dari jumlah tingkat bangunannya. Pada dasarnya jumlah ragam yang ditinjau adalah sedemikian rupa sehingga sudah mengandung paling sedikit 90% dari energi gempa. Kombinasi respons dari semua ragam yang berperan dilakukan dengan metode *complete quadratic combination (CQC)* yaitu mengevaluasi respons total maksimal dari tiap ragam respons yang terbesar.

Analisa Respons Spektrum ini dilakukan dengan menggunakan bantuan program komputer *SAP VII.0.0*. Data koefisien gempa dasar dimasukkan pada *file input* yang dibaca langsung oleh program *SAP VII.0.0*, dengan demikian dapat diperoleh waktu getar alami struktur.

Sesuai SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.1, jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam harus mencakup partisipasi massa sekurang-kurangnya 90%.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, dalam analisa dinamik yang dilakukan ini, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama dianggap efektif 100% dan dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

Gaya geser dasar hasil analisa dinamik perlu dikoreksi dengan suatu faktor skala terhadap gaya geser dasar statik yang diperoleh dari ragam getar pertama struktur apabila nilainya kurang dari 0,8 kali gaya geser dasar statik tersebut.

Sedangkan, apabila gaya geser dasar hasil analisa dinamik lebih besar dari pada gaya geser dasar statik, maka gunakan gaya geser dasar hasil analisa dinamik.

4.5 *Displacement* Pusat Massa dan Simpangan Puncak Bangunan

Simpangan antar tingkat dari suatu titik pada suatu tingkat ditentukan sebagai simpangan horisontal titik tersebut relatif terhadap titik yang sesuai pada tingkat di bawahnya. Pada bangunan ini dianggap mempunyai 1 titik tingkat yakni titik puncak bangunan.

Hasil *displacement* pada pusat massa struktur dan nilai simpangan titik puncak diperoleh setelah dilakukan analisa struktur untuk beban gempa terkoreksi (beban gempa rencana).

Kinerja batas layan struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana, yaitu untuk membatasi terjadinya peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non-struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung tersebut akibat pengaruh gempa nominal yang telah dibagi faktor skala.

4.6 Analisa Struktur Varian 1

4.6.1 Pemodelan 3 Dimensi

Varian yang pertama terdiri dari empat pasang kolom utama yang penampangnya berbentuk persegi dengan dimensi 1600 x 700 mm. Masing-masing pasangan kolom dihubungkan dengan balok (165 x 960 mm) dengan jarak antar balok ± 1000 mm.

Dalam analisa dinamik yang dilakukan, pada Varian 1 ini digunakan 130 pola ragam getar dan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar dapat dilihat pada Tabel 4.1 berikut :

Tabel 4. 1 Modal participating mass ratios

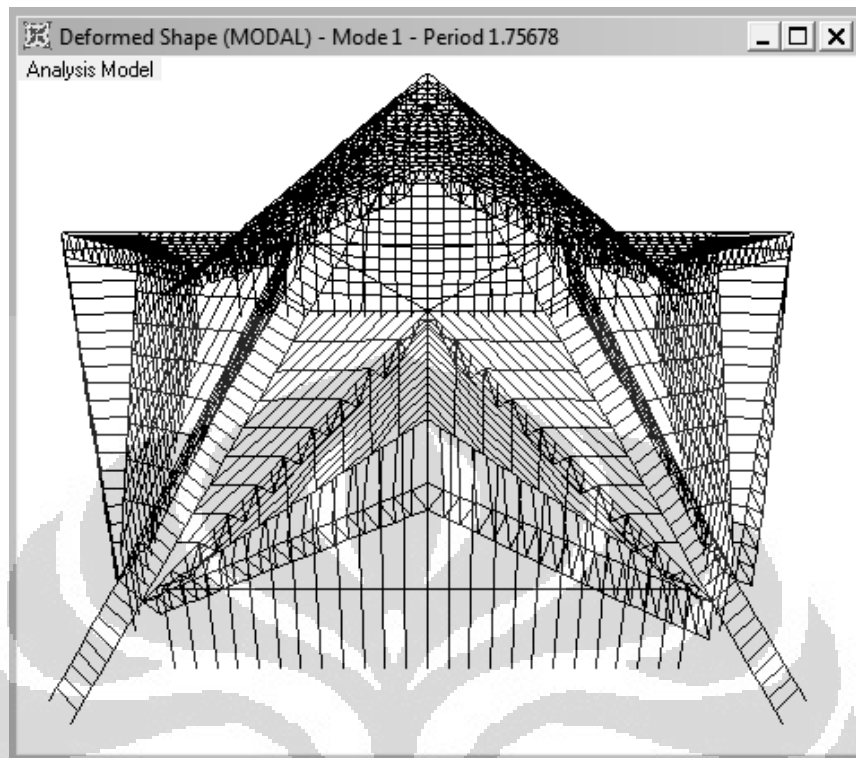
OutputCase	ItemType	Item	Dynamic
Text	Text	Text	Percent
MODAL	Acceleration	UX	90.07
MODAL	Acceleration	UY	89.99
MODAL	Acceleration	UZ	25.84

Dari Tabel 4.1 di atas terlihat bahwa 90% massa sudah tercakup dalam 130 modes untuk kedua arah (X dan Y).

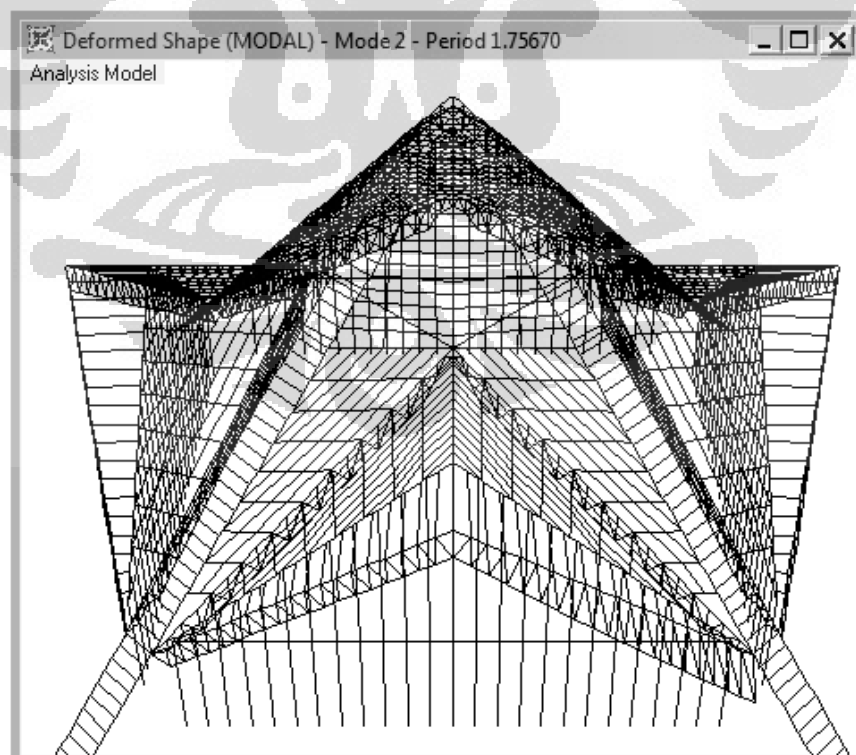


Gambar 4. 3 Pemodelan struktur Varian 1

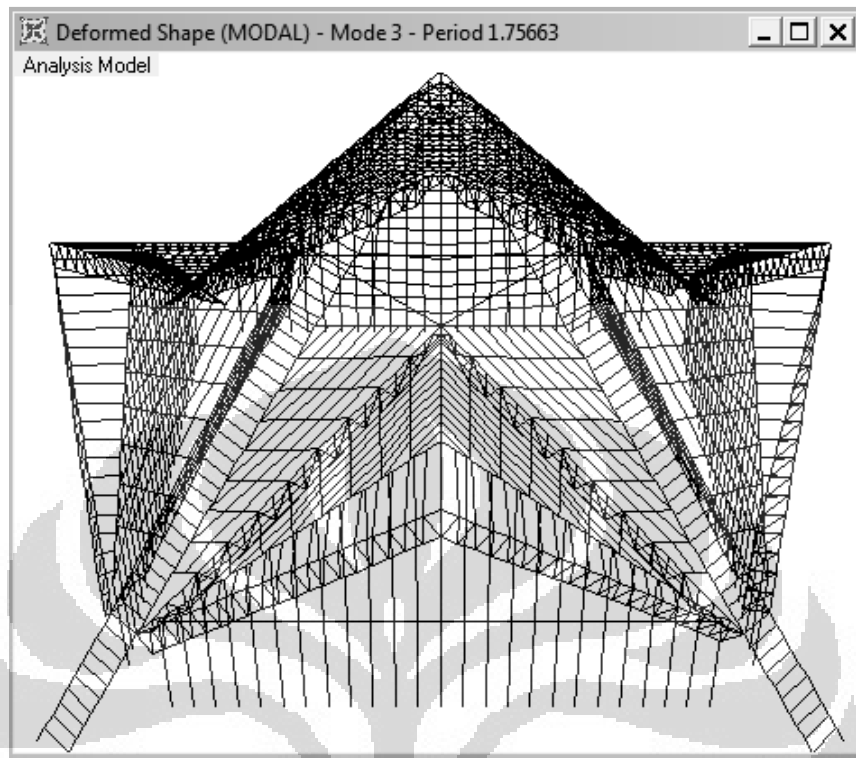
4.6.2 Visualisasi Deformasi



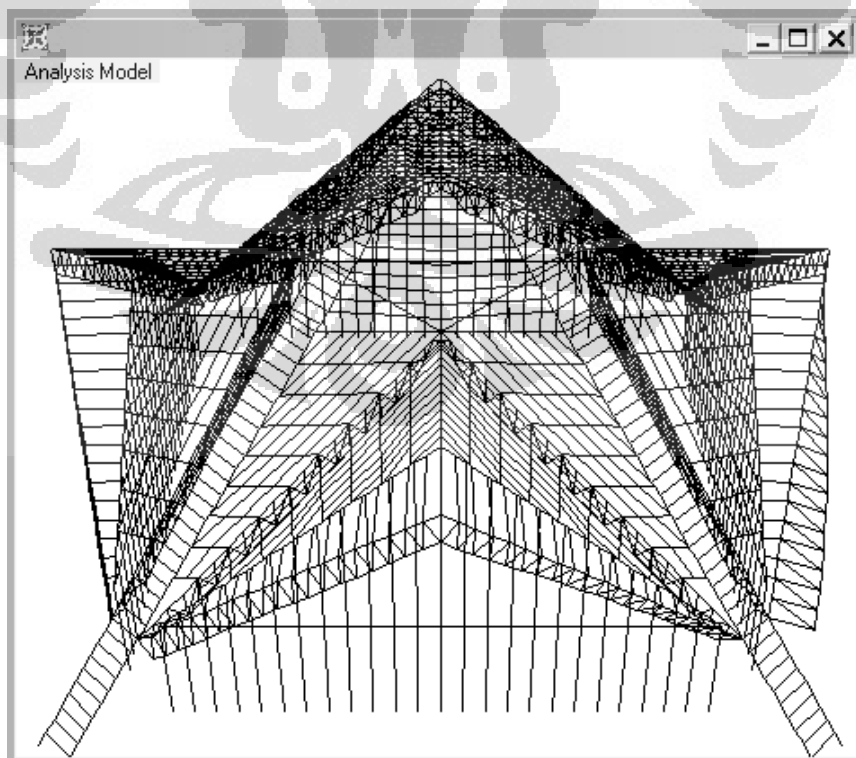
Gambar 4. 4 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1



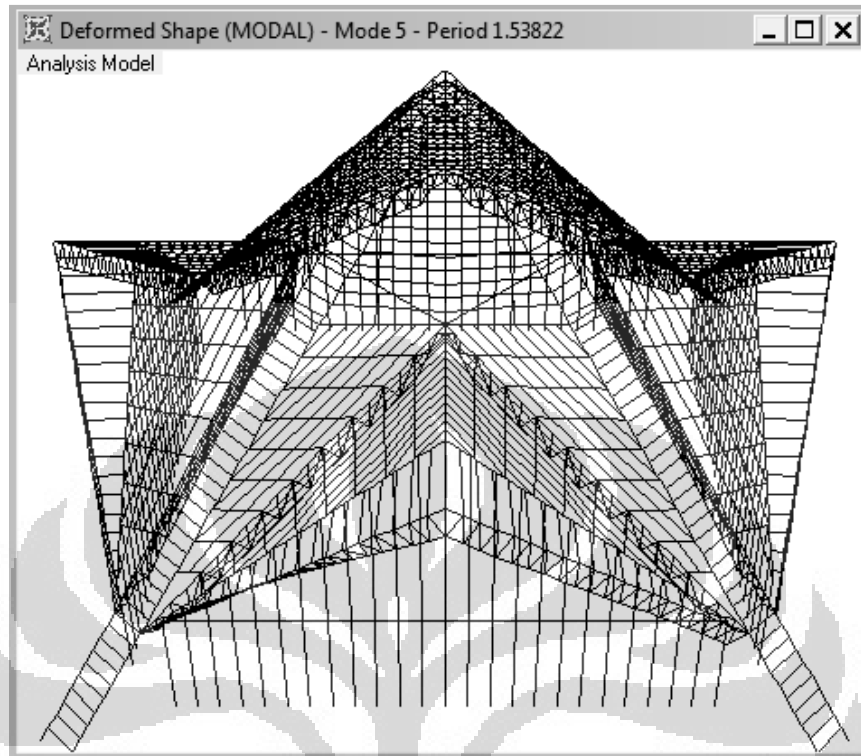
Gambar 4. 5 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2



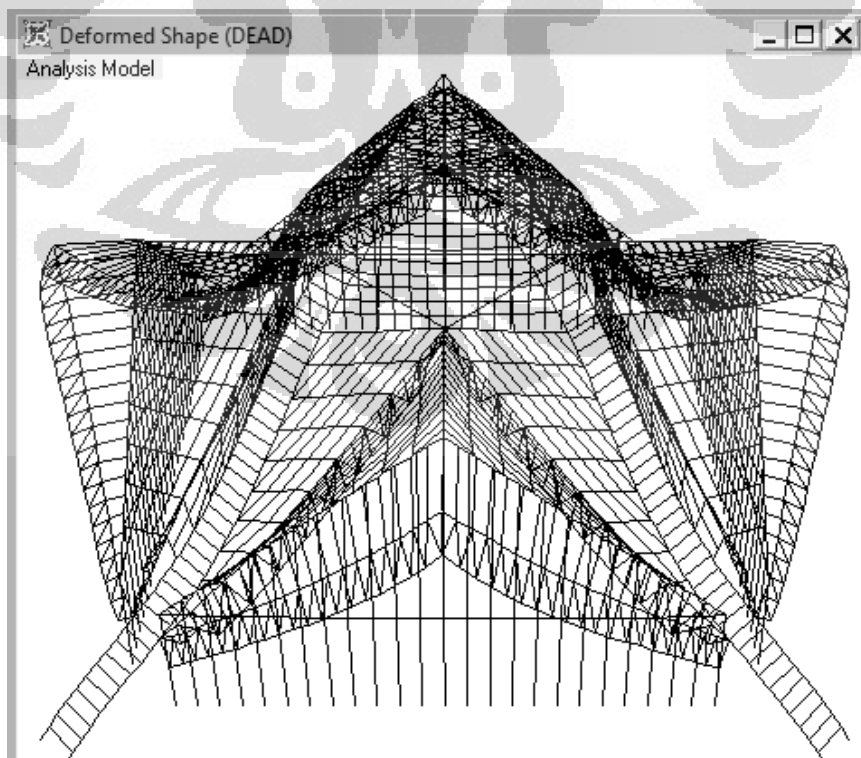
Gambar 4. 6 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3



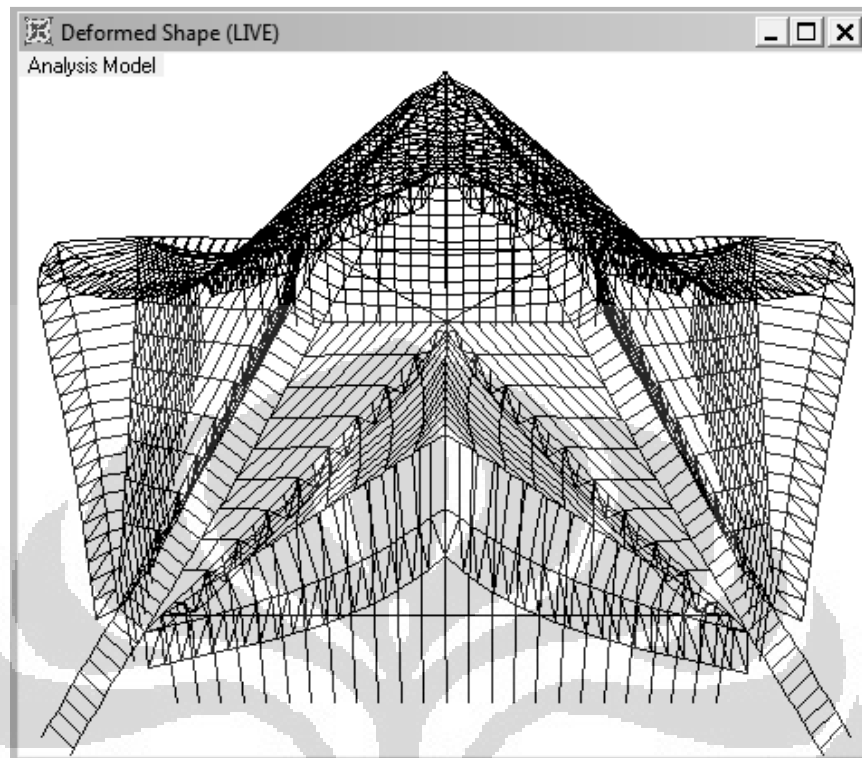
Gambar 4. 7 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 4



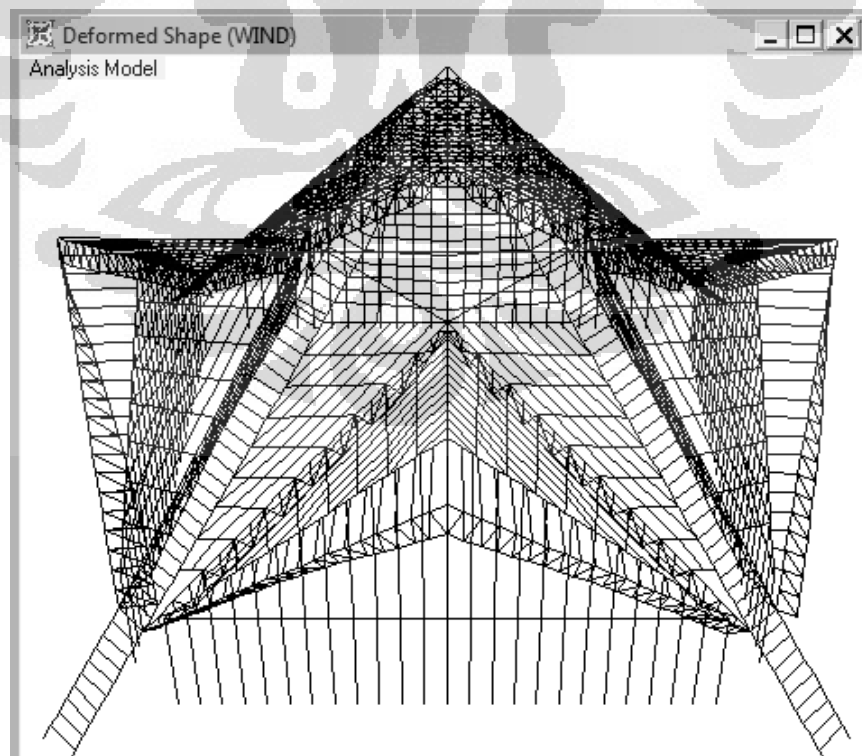
Gambar 4. 8 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 5



Gambar 4. 9 Bentuk deformasi struktur akibat beban mati (Dead Load)

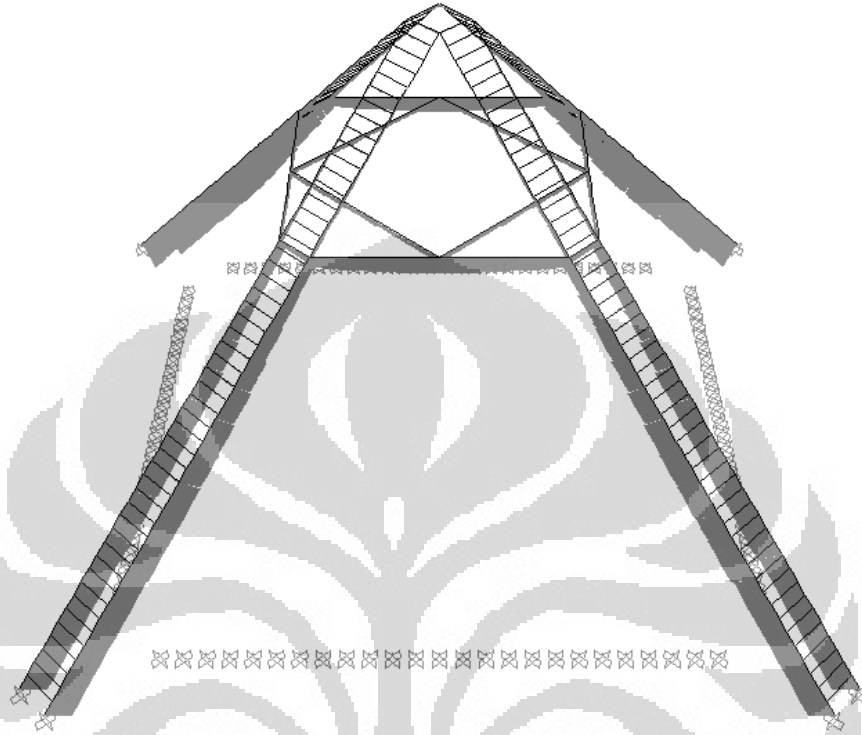


Gambar 4. 10 Bentuk deformasi struktur akibat beban hidup (Live Load)

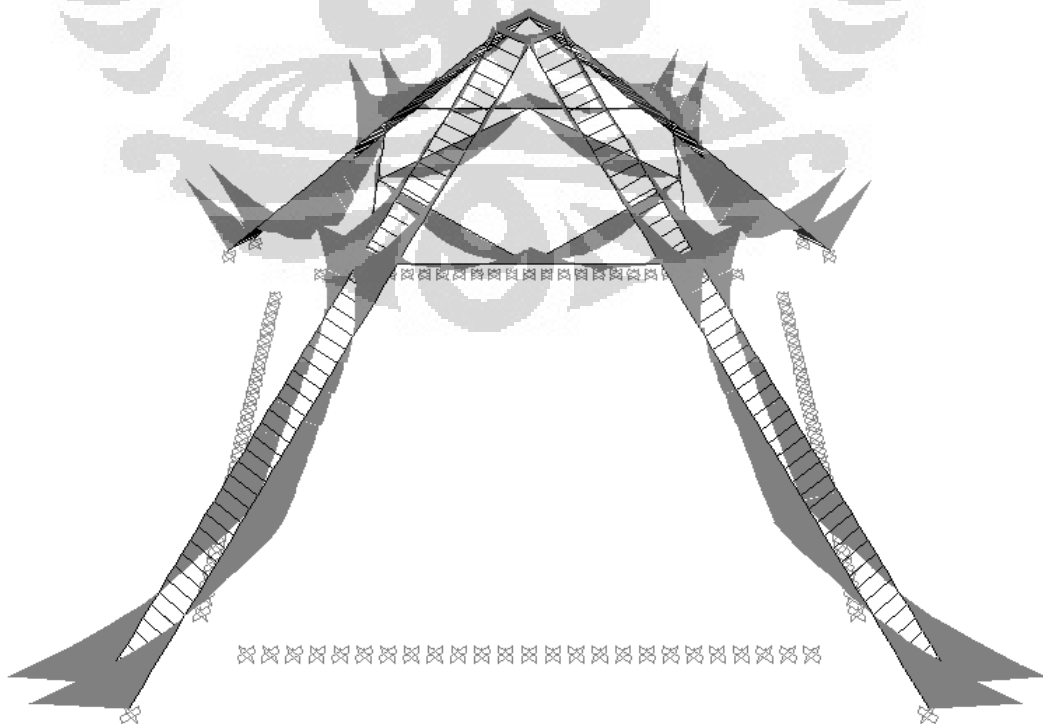


Gambar 4. 11 Bentuk deformasi struktur akibat beban angin (Wind Load)

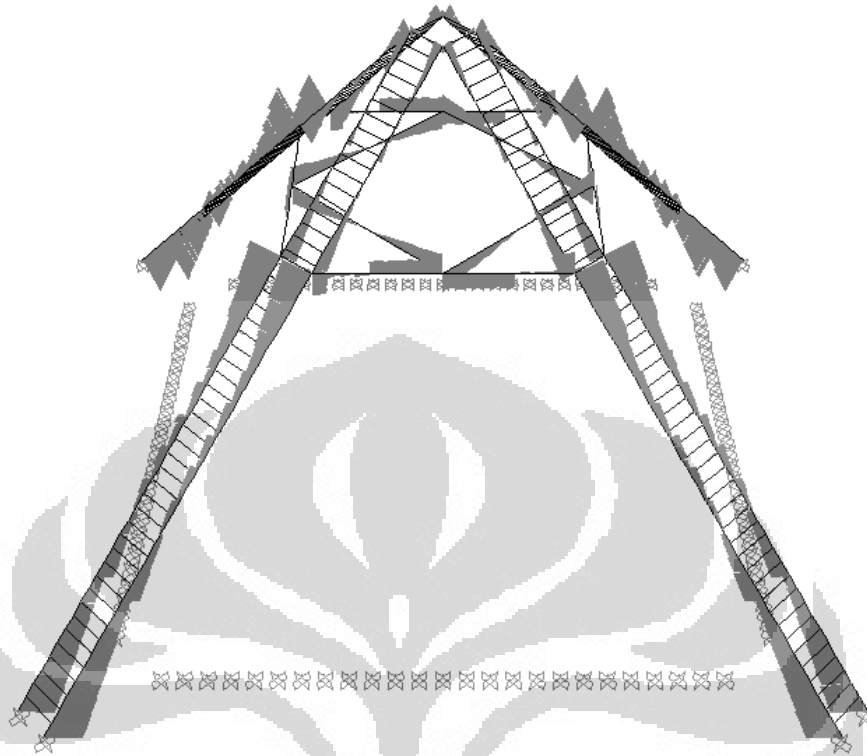
4.6.3 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Kombinasi 1.2DL + 1.6LL



Gambar 4. 12 Diagram gaya dalam aksial

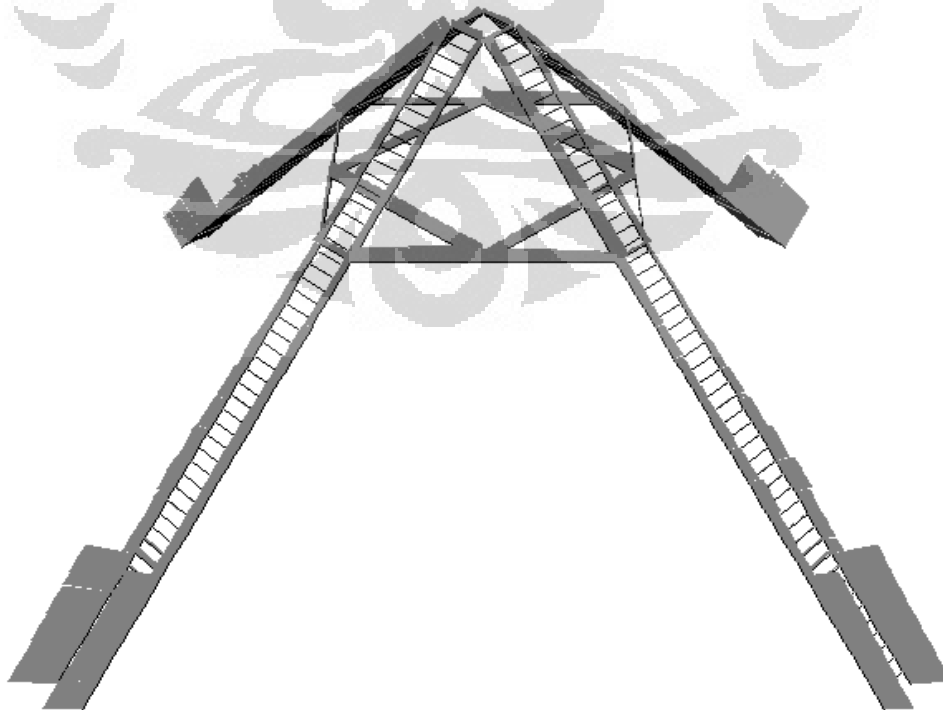


Gambar 4. 13 Diagram gaya dalam momen 3-3

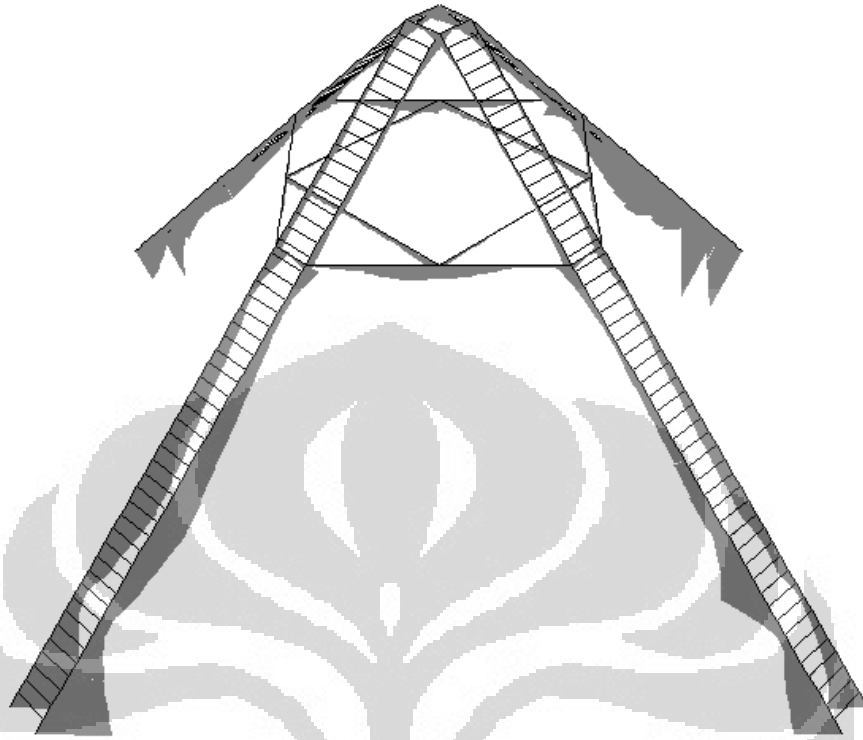


Gambar 4. 14 Diagram gaya dalam geser 2-2

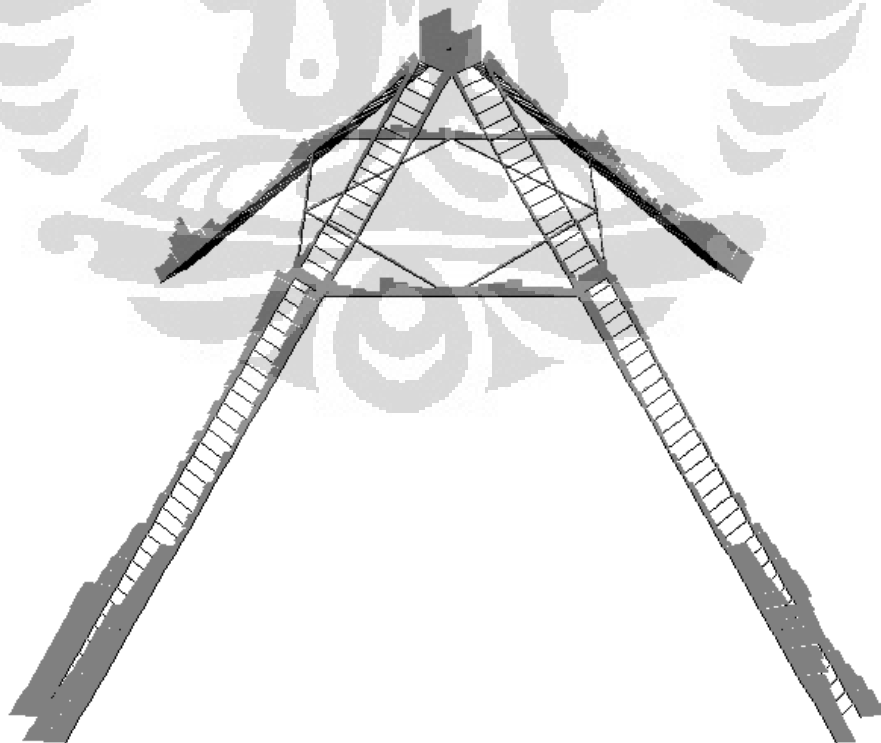
4.6.4 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah X (EQX)



Gambar 4. 15 Diagram gaya dalam aksial

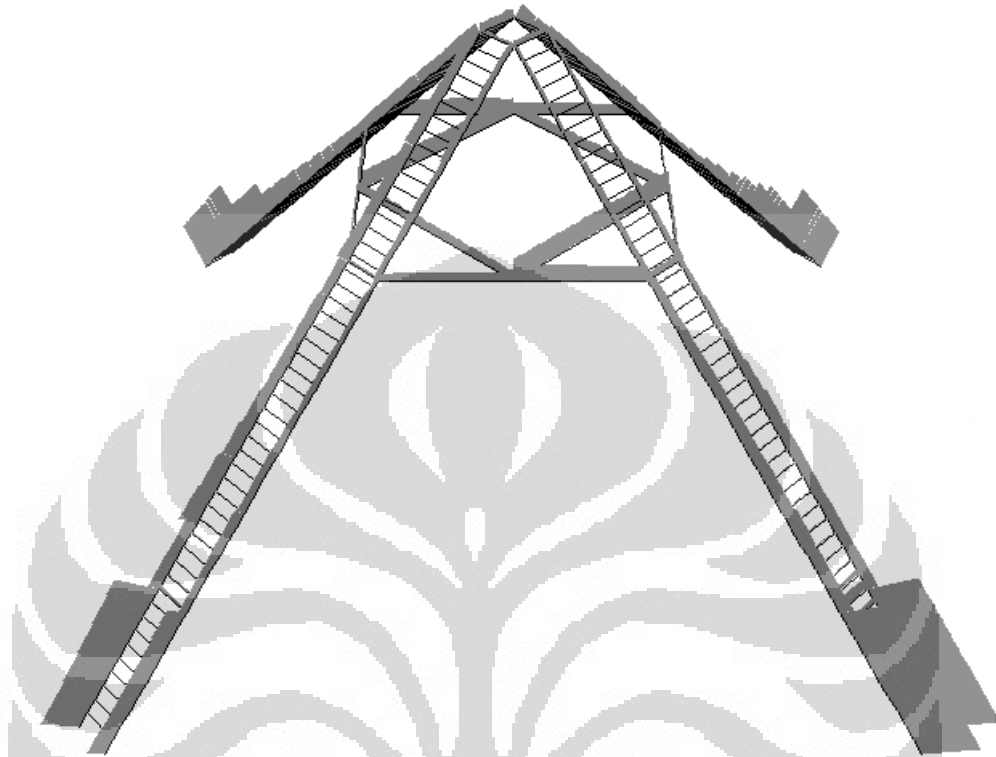


Gambar 4. 16 Diagram gaya dalam momen 3-3

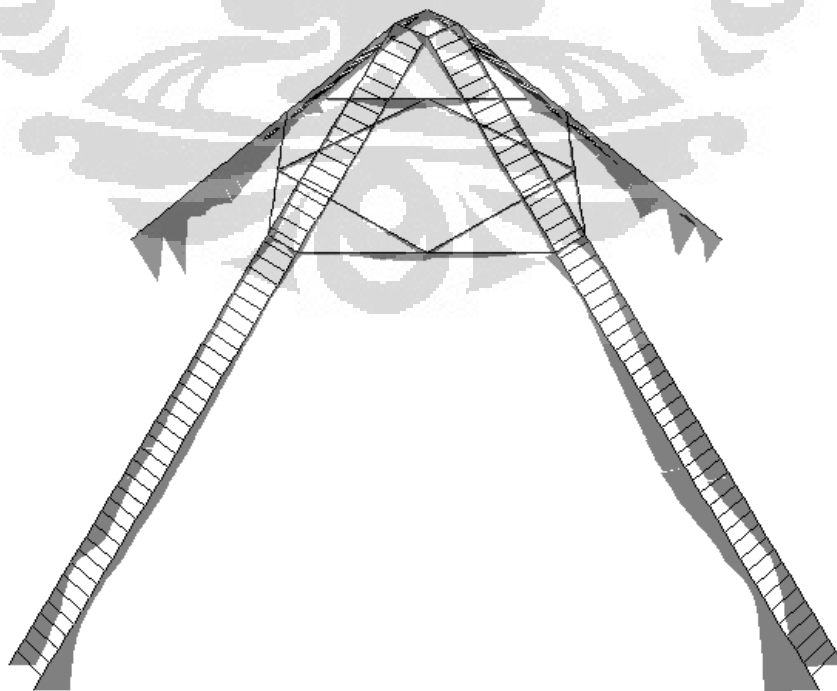


Gambar 4. 17 Diagram gaya dalam geser 2-2

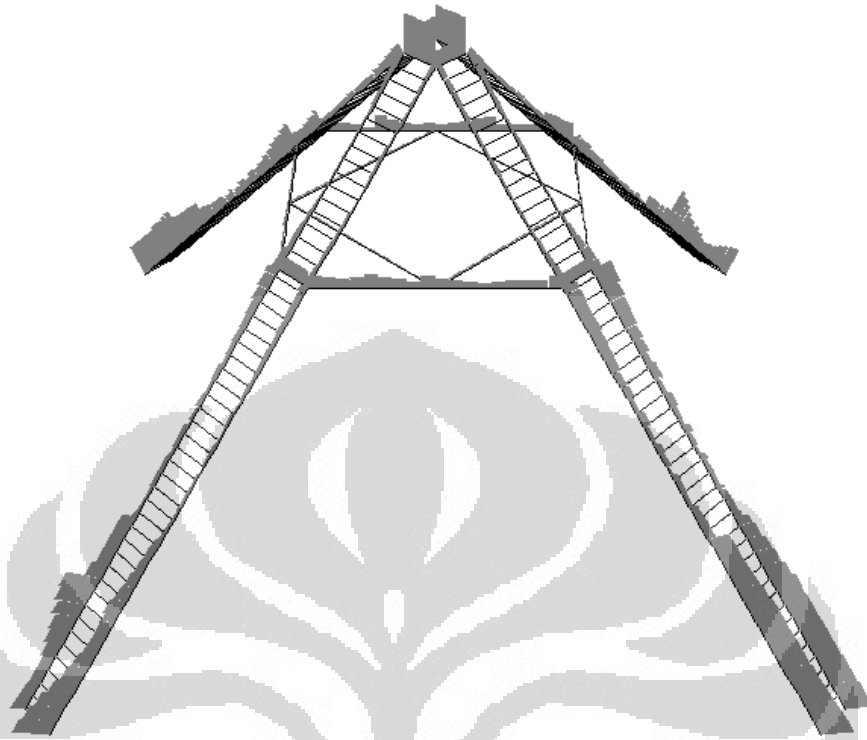
4.6.5 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah Y (EQY)



Gambar 4. 18 Diagram gaya dalam aksial

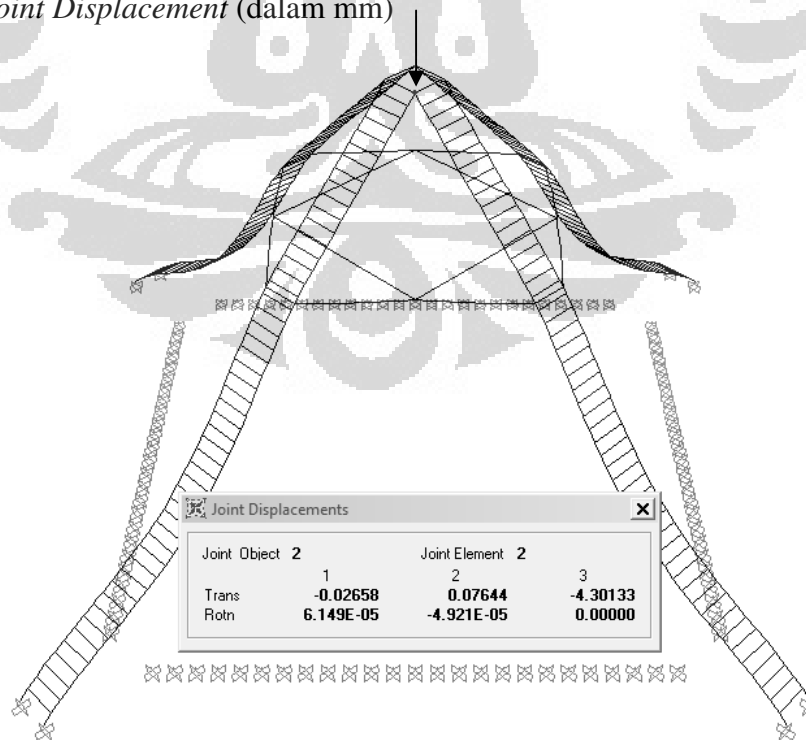


Gambar 4. 19 Diagram gaya dalam momen 3-3

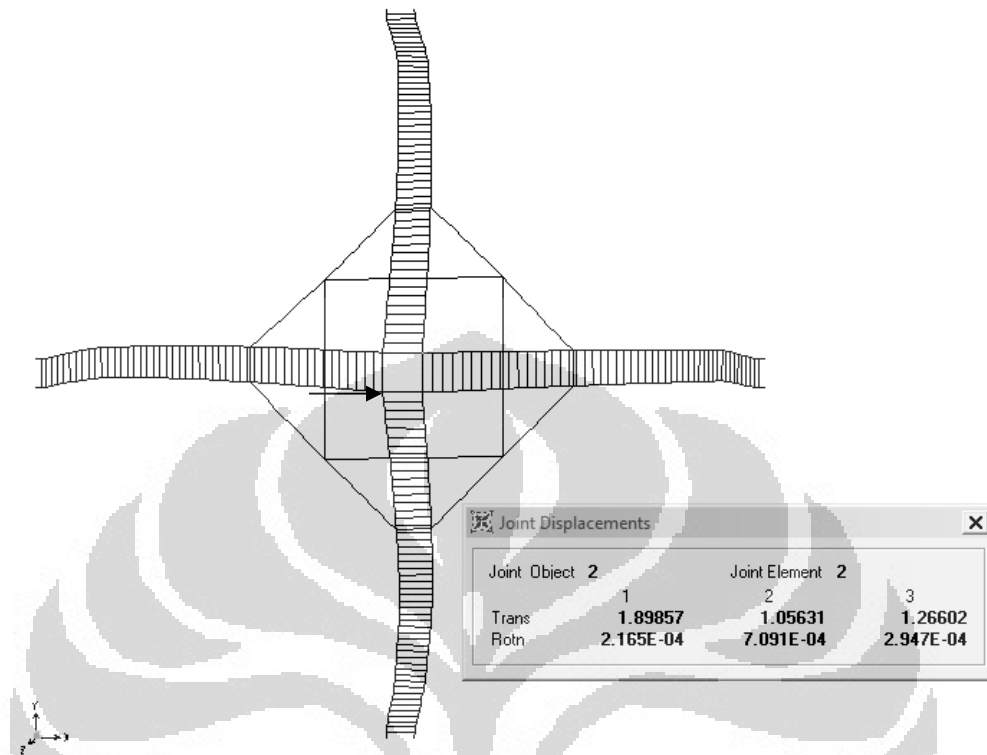


Gambar 4. 20 Diagram gaya dalam geser 2-2

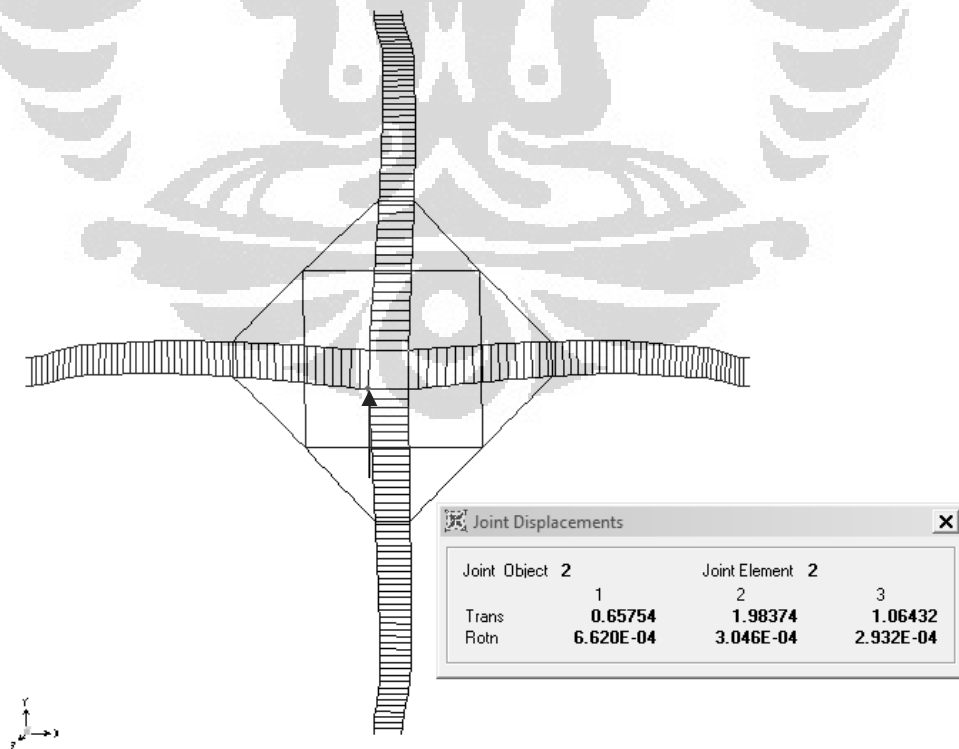
4.6.6 Joint Displacement (dalam mm)



Gambar 4. 21 Nilai lendutan pada joint-2 akibat kombinasi 1DL+1LL



Gambar 4. 22 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah X



Gambar 4. 23 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah Y

4.6.7 Hasil Analisa Gaya Geser Dasar

Dari analisa dinamik yang dilakukan didapat gaya geser pada puncak bangunan seperti yang ditampilkan pada Tabel 4.3~4.4 berikut:

Tabel 4. 2 Distribusi gaya geser statik Ekuivalen

Tinggi (m)	Berat Keseluruhan (kN)	w x h kNm	Vi kN
40.65	69,926.64	2,842,518.00	8,188.21

Karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik kurang dari 80% hasil analisa statik, maka dilakukan penghitungan ulang dengan memperhitungkan faktor skala $0,8V_{st}/V_x$ (untuk gempa arah-x) dan $0,8V_{st}/V_y$ (untuk gempa arah-y).

Tabel 4. 3 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQX	LinRespSpec	Max	8189.85	3048.91	452.13

Tabel 4. 4 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQY	LinRespSpec	Max	3030.79	8190.11	470.27

4.6.8 Perhitungan Kekakuan Kolom

Elastisitas beton;

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} \rightarrow 4700 \times \sqrt{40} = 29,725.41 \text{ MPa}$$

Karena nilai E_c sama untuk semua penampang, maka tidak perlu dimasukkan dalam hitungan.

Inersia penampang utuh kolom (1600x700);

$$0.7I_g = 0.7 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{0.7 \times 700 \times 1600^3}{12} = 1.67E+11 \text{ mm}^2$$

Panjang nominal kolom;

$$l_n (\text{kolom}) = 38,494.89 \text{ mm}$$

Inersia penampang utuh balok (1300/550);

$$2 \times 0.35I_g = 2 \times 0.35 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \times 0.35 \times 550 \times 1300^3}{12} = 7.05E+10 \text{ mm}^2$$

Panjang nominal balok;

$$l_n (\text{balok}) = 18,992.89 \text{ mm}$$

$$\text{Momen akibat COMB 1} = 1.2 \text{ DL} = 3,402.19 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen akibat COMB 2} = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 3,640.57 \text{ kNm}$$

$$\text{Jadi; } \beta_d = \frac{1.2DL}{1.2DL+1.6LL} = \frac{3,402.19}{3,640.57} = 0.93$$

$$I/l_c = \frac{1.67E+11}{38,494.89} + \frac{1.67E+11}{18,992.89} = 1.32E+07$$

$$I/l_b = \frac{7.05E+10}{3,300.00} + \frac{7.05E+10}{18,992.89} = 2.51E+07$$

4.6.9 Menentukan Panjang Tekuk Kolom

Cek goyangan,

$$Q = \frac{\sum Pu\Delta_0}{Vu \times l_c} = \frac{28409.44 \times 10.17}{7749.15 \times 38,494.89} = 0.00097 \ll 0.05 (\text{non sway})$$

Kolom bagian bawah $\rightarrow \psi_B = 1 \rightarrow$ karena perletakan ujung jepit

$$\text{Kolom bagian atas; } \psi_A = \frac{I/lc}{I/lb} = 0.52$$

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = \frac{0.52 + 1.00}{2} = 0.76$$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} = \frac{20 - 0.76}{20} = 0.96 \rightarrow \psi_m < 2$$

Jadi, panjang tekuk kolom, $kc = k \times ln = 0.96 \times 38,494,89 = 37,027.71$ mm

4.6.10 Cek Faktor Kelangsingan Kolom

Nilai r untuk kolom adalah;

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 1600 = 480 \text{ mm}$$

$$\frac{k \times Ln}{r} > 100 \Rightarrow \frac{37,027.71}{480} = 77.14 > 22$$

∞ Faktor kelangsingan diperhitungkan.

4.6.11 Perhitungan Perbesaran Momen

$$EI_{kolom} = \frac{0.4Ec Ig}{(1 + \beta d)} = 1.03E + 15MPa$$

$$\text{Beban kritis, } P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(k ln)^2} = 7,400.06 kN$$

$$\text{Faktor, } C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times \frac{1,569.49}{2,393.60} = 0.86 \geq 0.4 \rightarrow OK$$

$$\text{Faktor perbesaran momen, } \delta_{ns} = \frac{0.86}{1 - \frac{3,640.57}{0.75 \times 7,400.06}} = 2.51 \geq 1.00 \rightarrow OK$$

$$\text{Momen terfaktor, } M_c = \delta_s \times M_2 = 2.51 \times 2,393.60 = 5,999.07 kNm$$

4.6.12 Displacement pada Puncak Bangunan

Tabel 4.5~4.6 di bawah ini menunjukkan nilai *displacement* struktur pada puncak bangunan untuk beban gempa arah-X dan arah-Y dalam satuan mm.

Tabel 4. 5 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-x

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
2	EQX	LinRespSpec	Max	1.90	1.06
3	EQX	LinRespSpec	Max	1.90	0.66
6	EQX	LinRespSpec	Max	1.99	1.05
7	EQX	LinRespSpec	Max	2.00	0.67

Tabel 4. 6 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-y

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
2	EQY	LinRespSpec	Max	0.66	1.98
3	EQY	LinRespSpec	Max	0.65	1.88
6	EQY	LinRespSpec	Max	1.06	1.98
7	EQY	LinRespSpec	Max	1.07	1.88

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi pada *joint* 7.

Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat (Δ_i) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus memenuhi syarat:

$$\Delta_i < 0,03/R^x h_i \text{ dan } \Delta_i < 30 \text{ mm}$$

Untuk ketinggian bangunan (40,650 mm) maka batas simpangan antar tingkat :

$$\Delta_i < 0,03/3,5 \times 40,650 \rightarrow \Delta_i < 348.43 \text{ mm atau } 30 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_7 = 2.00 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \rightarrow (\mathbf{OK !})$$

Disamping kinerja batas layan di atas, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat (Δ_i) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus pula memenuhi syarat :

$$\Delta_M = \zeta \times R \times \Delta_s \rightarrow \zeta = \frac{0.7R}{\text{Scale Factor}} = \frac{0.7 \times 3.5}{1} = 2.45$$

$$\Delta_M = 2.45 \times 3.50 \times 2.00 = 17.15 \text{ mm}$$

$$\Delta_i < 0,02 \times h, \text{ untuk } h = 40,650 \text{ mm, maka } \Delta_i \leq 813.00 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_7 = 17.50 \text{ mm} \ll 813.00 \text{ mm} \rightarrow (\mathbf{OK !})$$

4.6.13 Perencanaan Lentur Kolom

- Perencanaan penulangan lentur dan aksial

Kuat beton (f'_c)	=	40 Mpa
-----------------------	---	--------

Kuat tarik baja untuk tulangan lentur (f_y)	=	400 Mpa
---	---	---------

Kuat tarik baja untuk tulangan geser (f_{ys})	=	400 Mpa
---	---	---------

- Penampang

Lebar kolom, B	=	700 mm
----------------	---	--------

Tinggi kolom, H	=	1600 mm
-----------------	---	---------

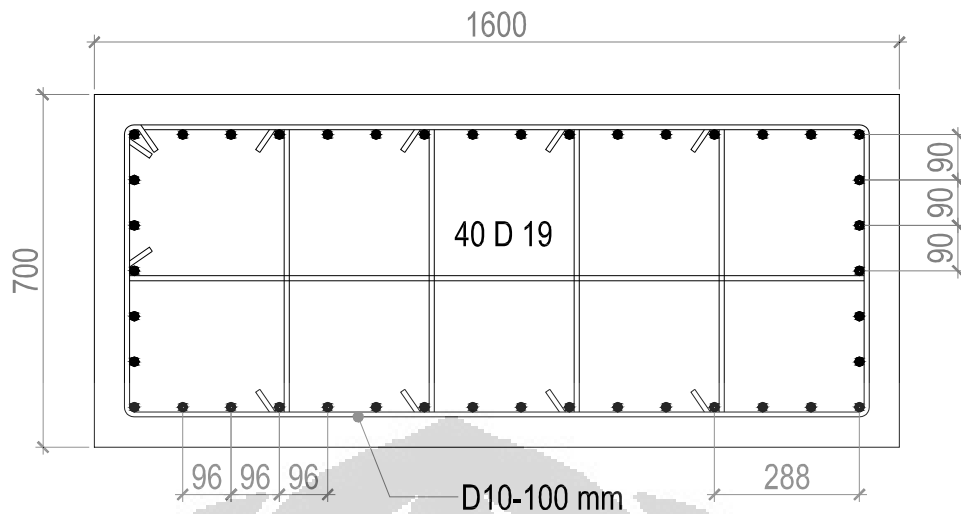
Selimut beton	=	60 mm
---------------	---	-------

Diameter tulangan sengkang	=	10 mm
----------------------------	---	-------

Jarak tepi tertekan ke tulangan tarik (d_x)	=	1540 mm
---	---	---------

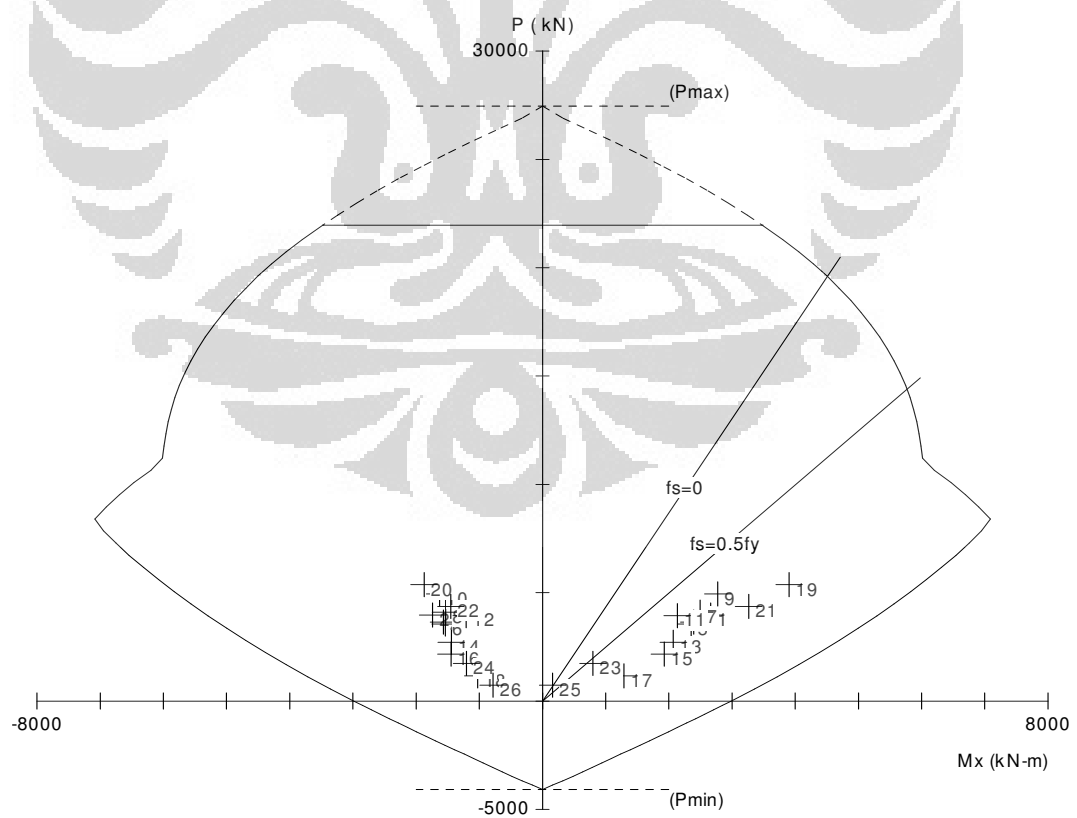
Jarak tepi tertekan ke tulangan tarik (d_y)	=	640 mm
---	---	--------

Jari tepi tertekan ke tulangan tekan (d')	=	60 mm
---	---	-------



Gambar 4. 24 Rencana penampang kolom

Kolom dianalisa menggunakan *software pcaColumn*, dan diperoleh diagram interaksi sebagai berikut:



Gambar 4. 25 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

4.6.14 Perencanaan Geser

4.6.14.1 Arah sumbu kuat

Kuat geser rencana kolom diambil = 767.38 kN

a. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{6,275.30 \times 10^3}{14 \times 1,120,000}\right) \left(\frac{\sqrt{40}}{6}\right) 700 \times (1600 - 60) = 1591.07 \text{ kN}$$

b. Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$A_v = 157.08 \text{ mm}^2$ (diameter 10 dengan 2 kaki)

$s = 100 \text{ mm}$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.08 \times 400 \times 1540}{100} = 967.61 \text{ kN}$$

c. Kuat geser kolom

$$\phi V_n = 0.75(V_c + V_s) = 0.75(1591.07 + 967.61) = 1322.36 \text{ kN} > V_{ux} \rightarrow \text{OK}$$

4.6.14.2 Arah sumbu lemah

Kuat geser rencana kolom diambil = 432.34 kN

a. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) b_w d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{6,275.30 \times 10^3}{14 \times 1,120,000}\right) \left(\frac{\sqrt{40}}{6}\right) 1600 \times (700 - 60) = 1511.37 \text{ kN}$$

b. Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2 \text{ (diameter 10 dengan 2 kaki)}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

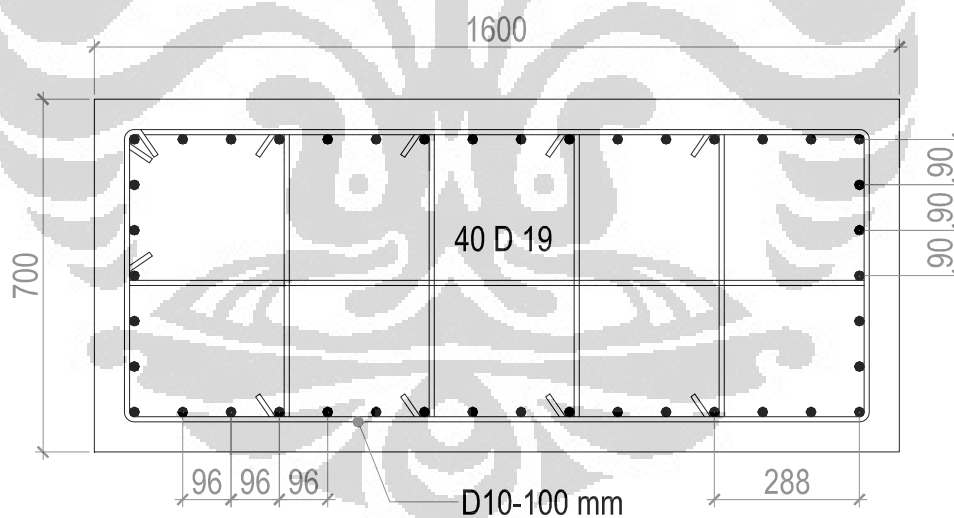
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.08 \times 400 \times 640}{100} = 402.12 \text{ kN}$$

c. Kuat geser kolom

$$\phi V_n = 0.75(V_c + V_s) = 0.75(1511.37 + 402.12) = 1435.12 \text{ kN} > V_{uy} \rightarrow \text{OK}$$

Kesimpulan : Kolom yang digunakan adalah dimensi 1600 x 700 mm dengan tulangan pokok 40D19 dan tulangan sengkang Ø10-100 mm.

4.6.15 Visualisasi Hasil

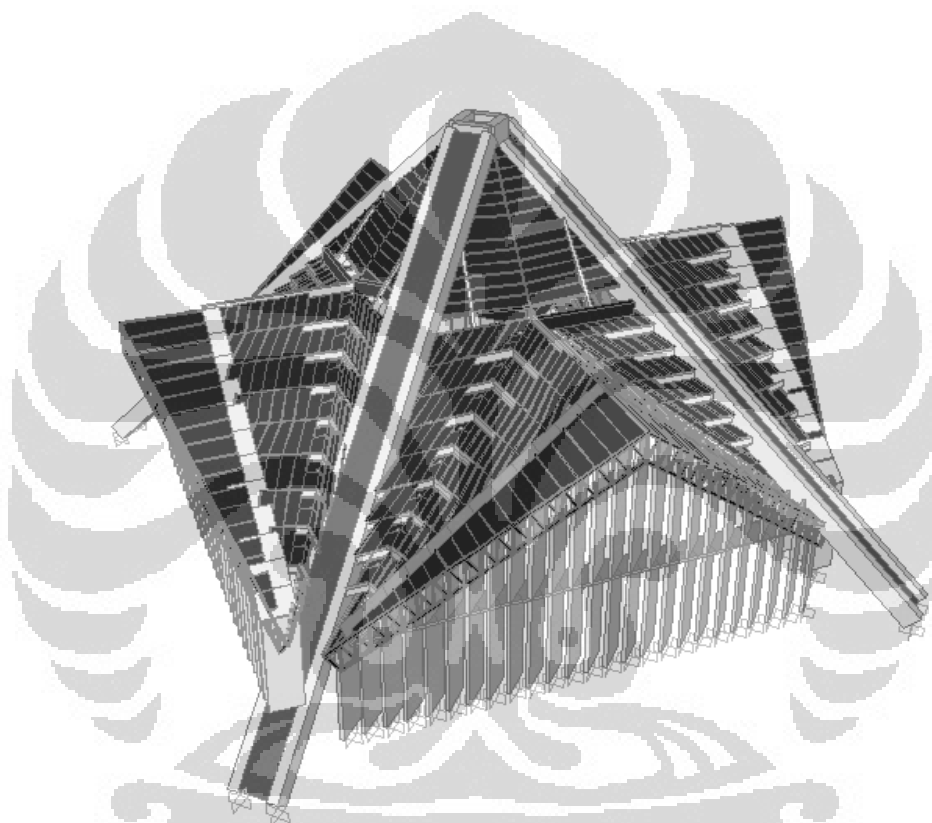


Gambar 4. 26 Detail penulangan kolom varian 1

4.7 Analisa Struktur Varian 2

4.7.1 Pemodelan 3 Dimensi

Varian yang kedua terdiri dari empat pasang kolom utama yang berbentuk persegi dengan dimensi penampang 1600 x 700 mm. Masing-masing pasangan kolom dihubungkan dengan pelat setebal 400 mm pada arah sumbu lemah (sumbu y).



Gambar 4. 27 Pemodelan struktur Varian 2

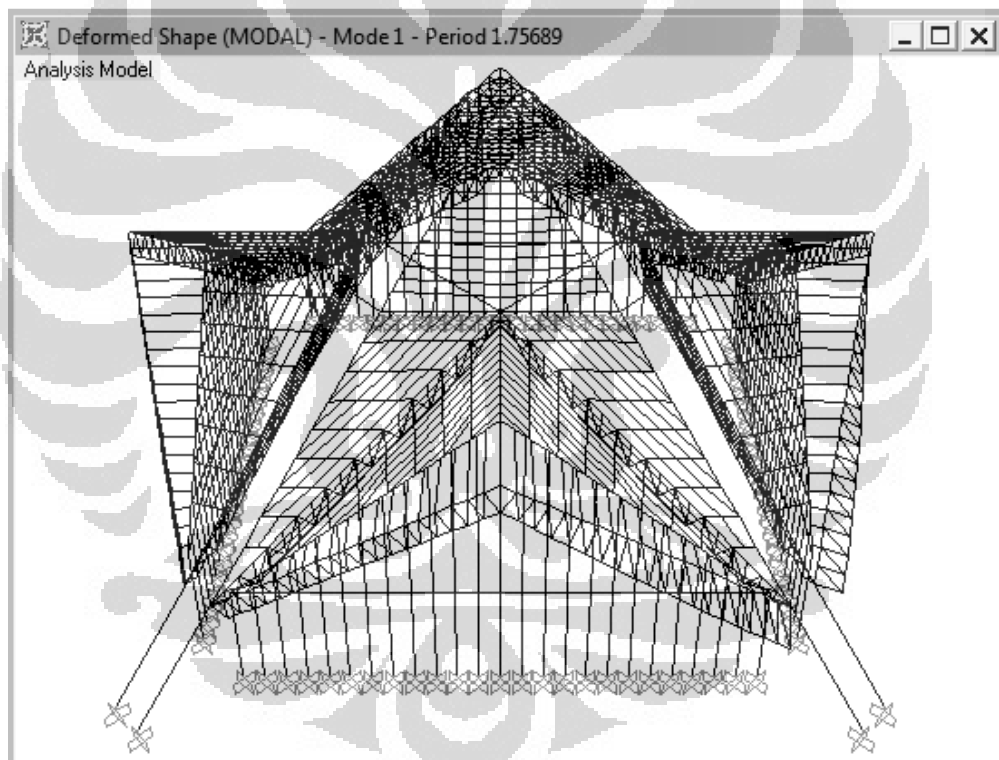
Dalam analisa dinamik yang dilakukan, digunakan 120 pola ragam getar dan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar dapat dilihat pada Tabel 4.7 berikut :

Tabel 4. 7 Modal participating mass ratios

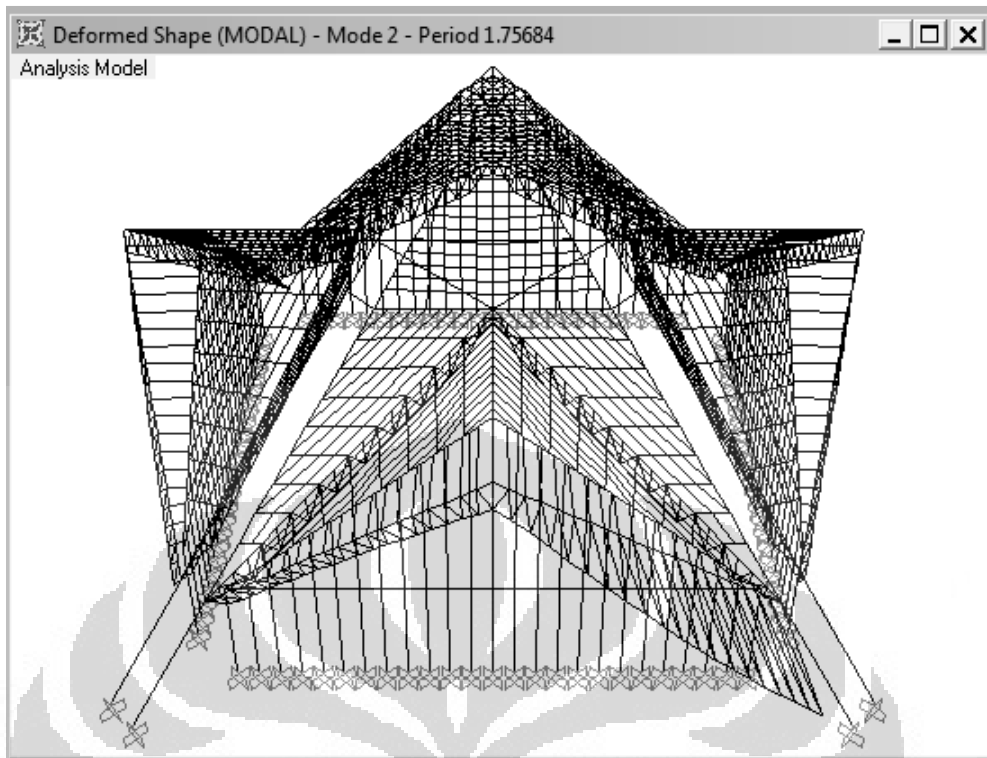
OutputCase	ItemType	Item	Dynamic
Text	Text	Text	Percent
MODAL	Acceleration	UX	89.62
MODAL	Acceleration	UY	90.76
MODAL	Acceleration	UZ	22.05

Dari Tabel 4.7 di atas terlihat bahwa 90% massa sudah tercakup dalam 120 modes untuk kedua arah (X dan Y).

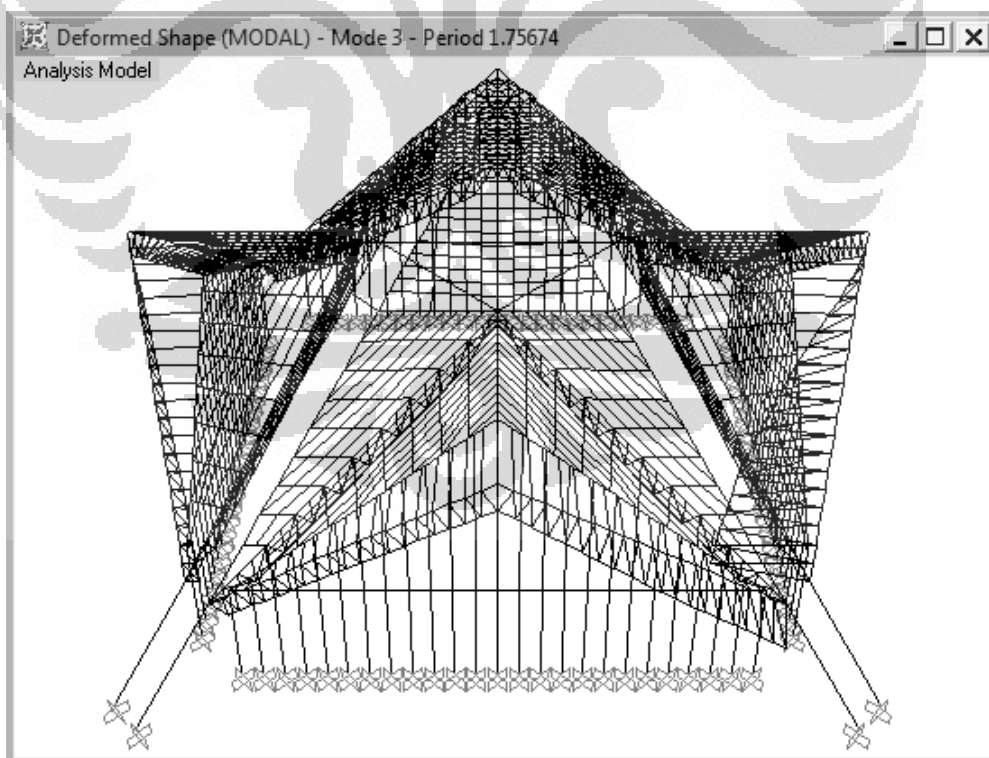
4.7.2 Visualisasi Deformasi



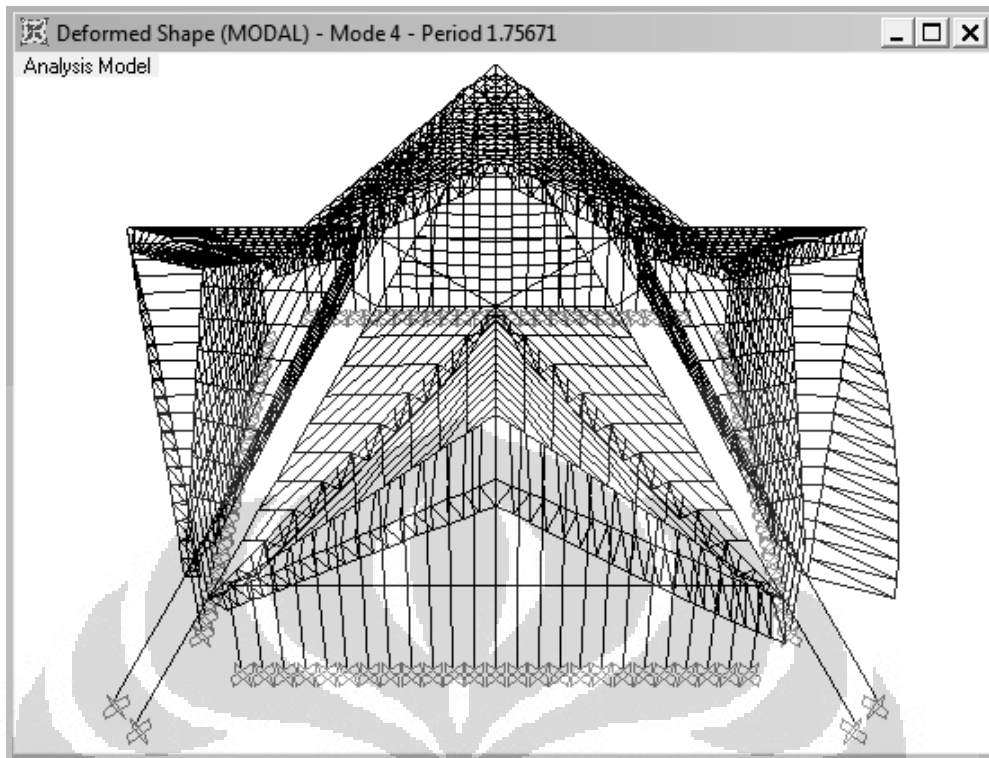
Gambar 4. 28 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1



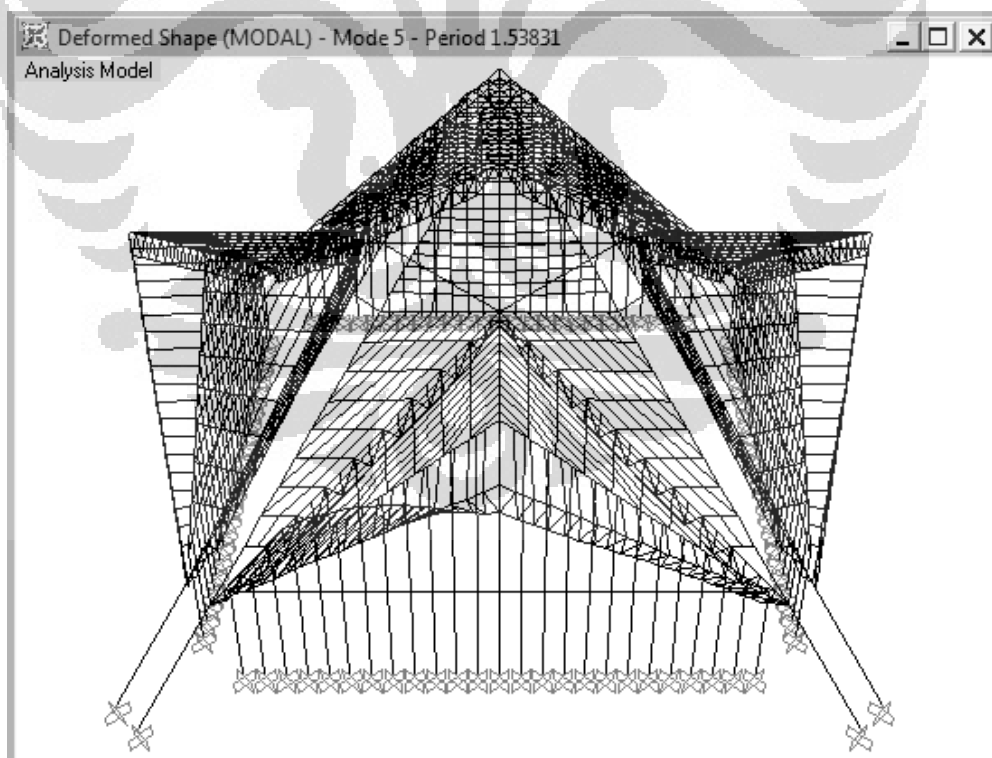
Gambar 4. 29 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2



Gambar 4. 30 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3

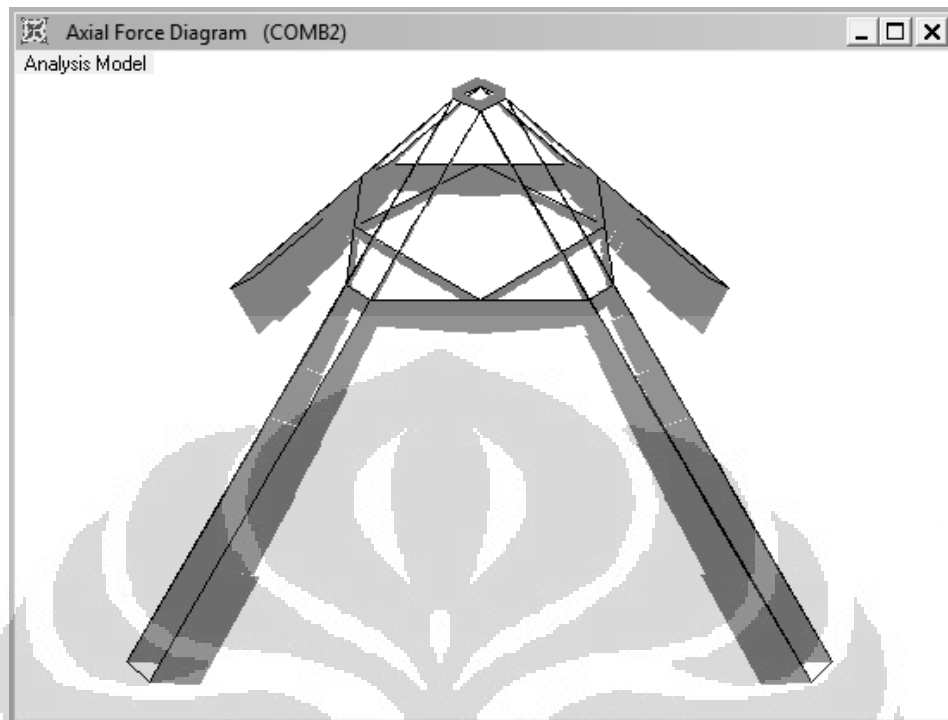


Gambar 4. 31 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 4

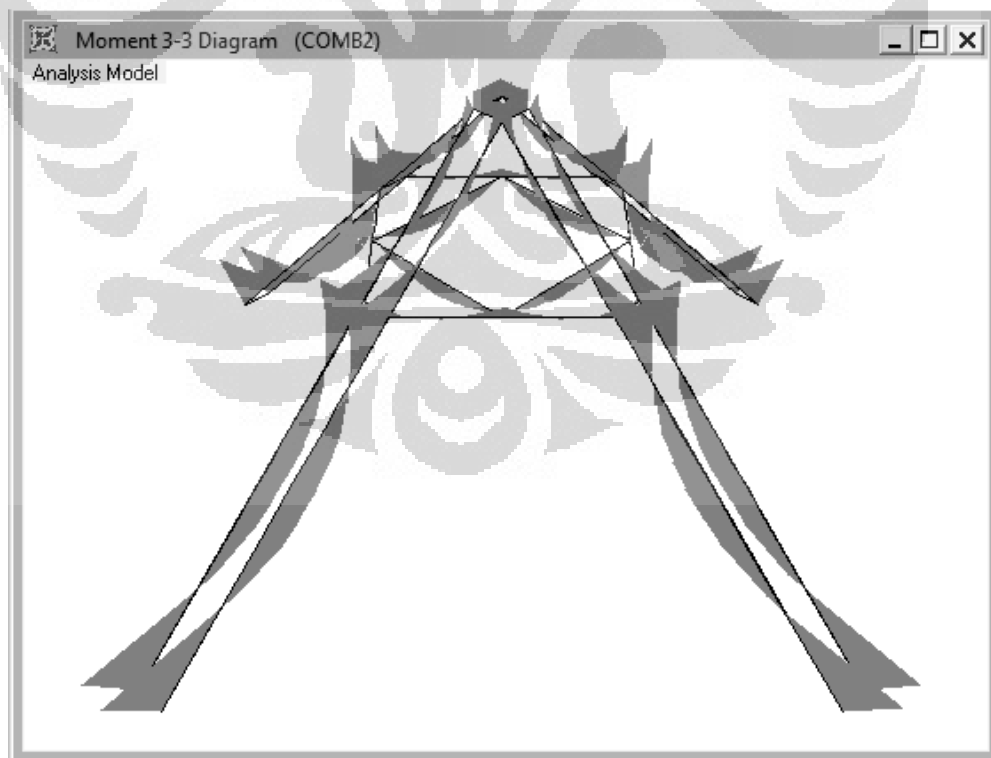


Gambar 4. 32 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 5

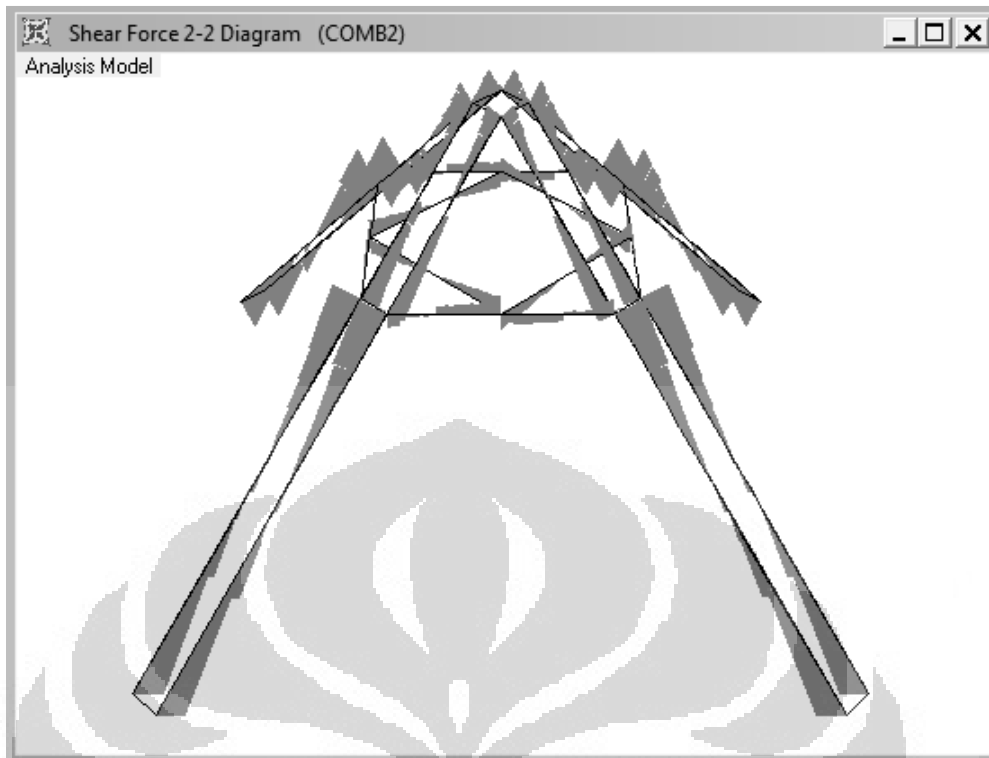
4.7.3 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Kombinasi 1.2DL + 1.6LL



Gambar 4. 33 Diagram gaya dalam aksial

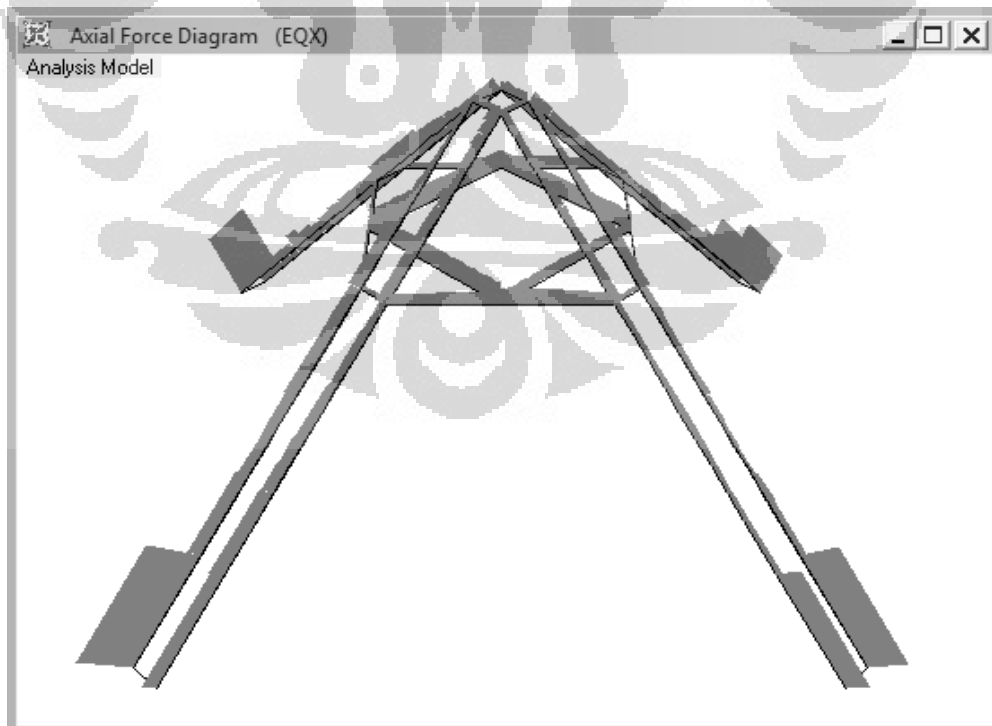


Gambar 4. 34 Diagram gaya dalam momen 3-3

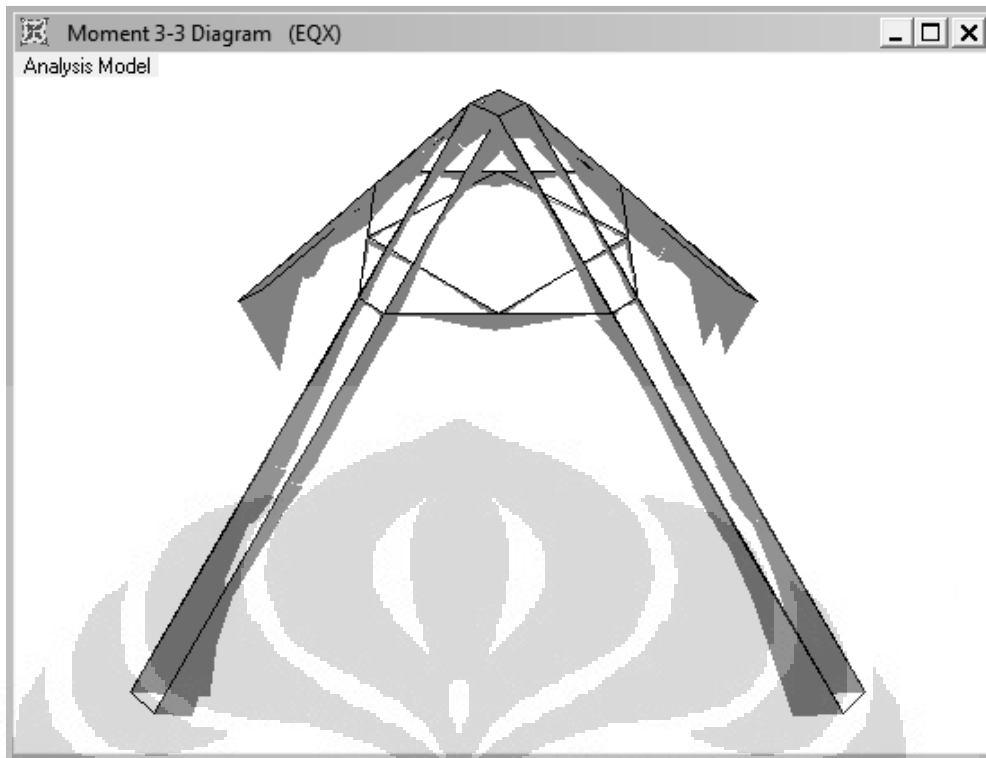


Gambar 4. 35 Diagram gaya dalam geser 2-2

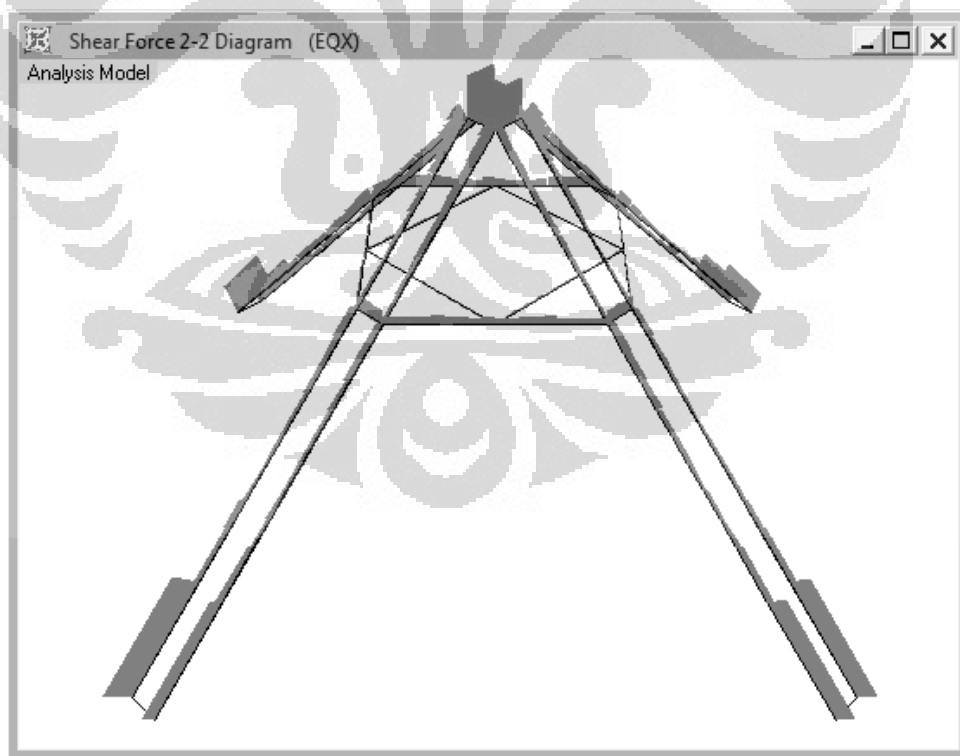
4.7.4 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah X (EQX)



Gambar 4. 36 Diagram gaya dalam aksial

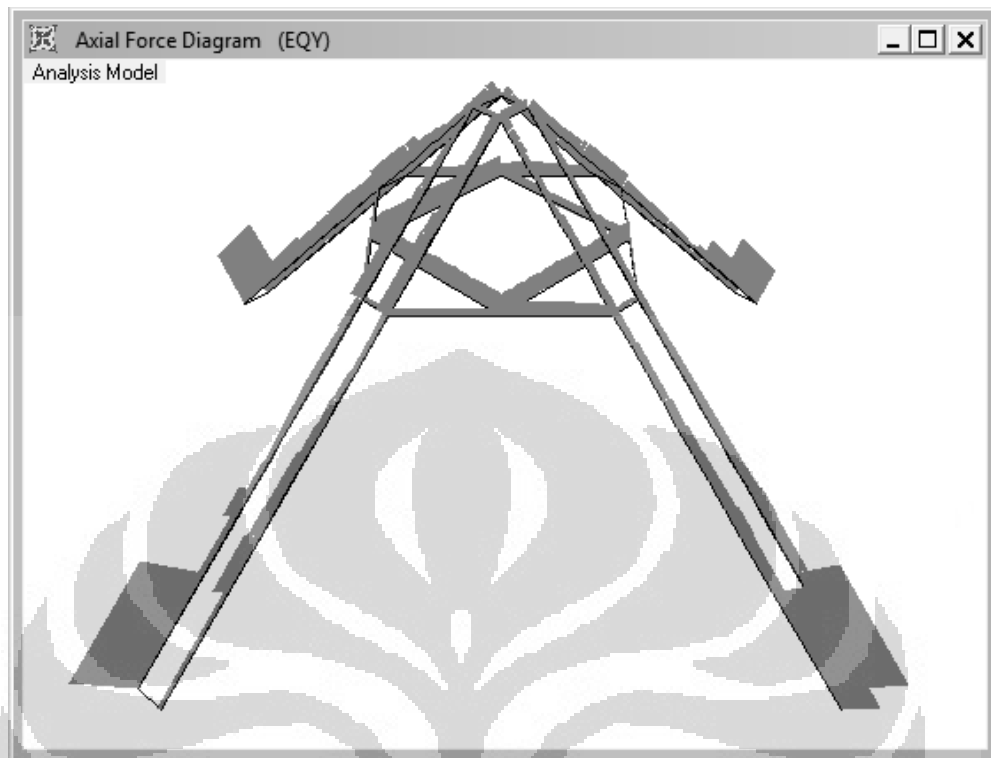


Gambar 4. 37 Diagram gaya dalam momen 3-3

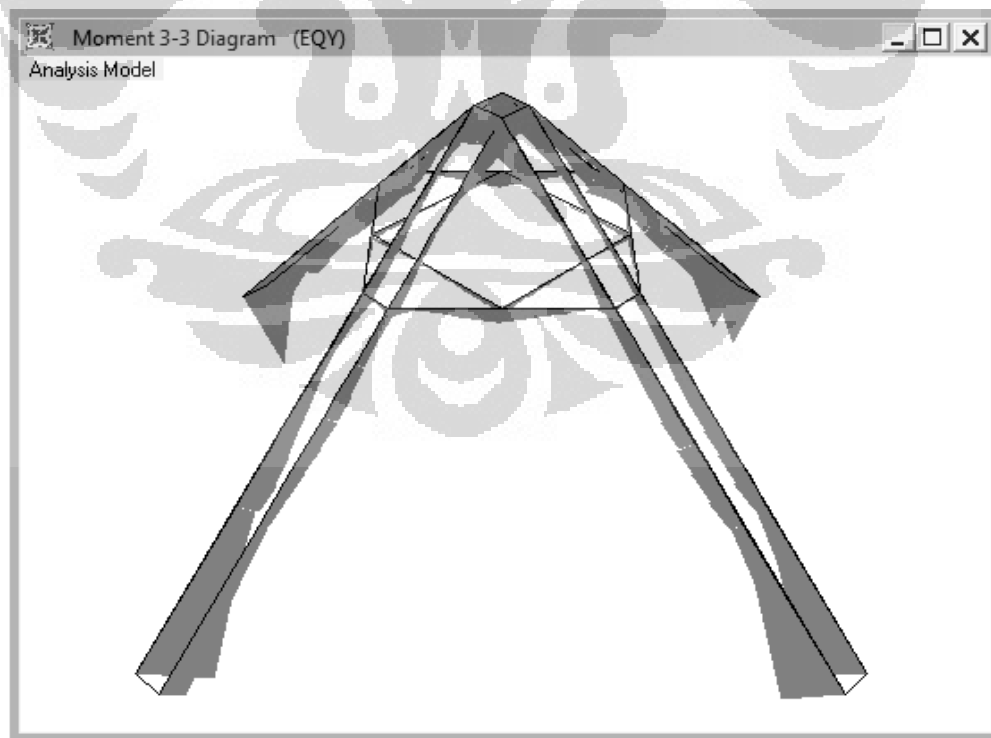


Gambar 4. 38 Diagram gaya dalam geser 2-2

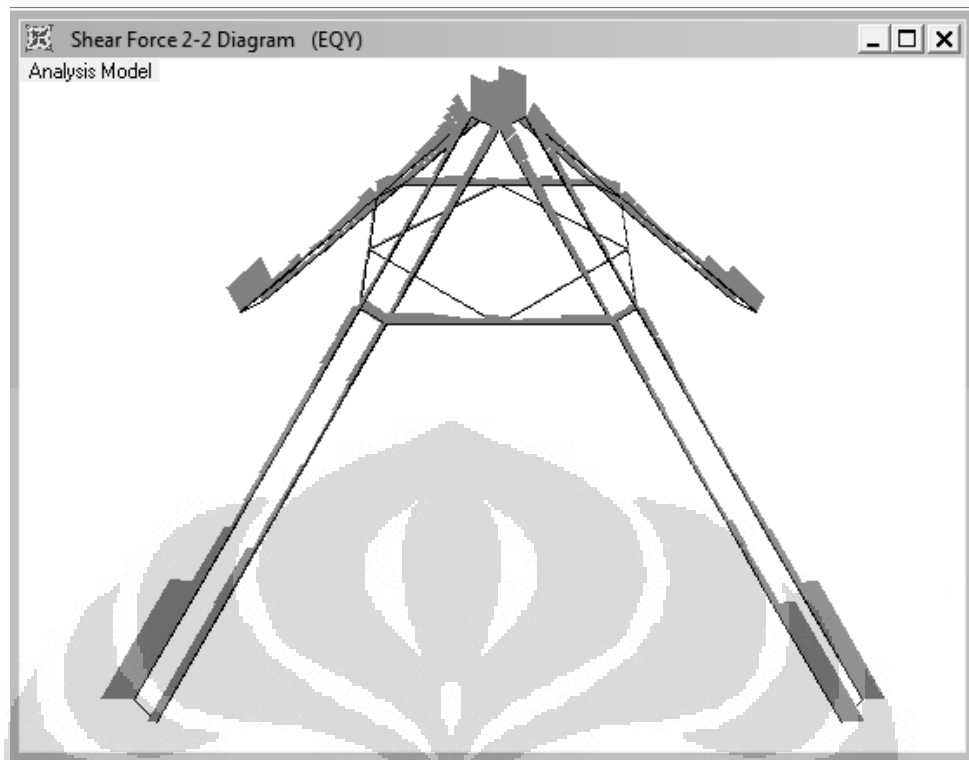
4.7.5 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah Y (EQY)



Gambar 4. 39 Diagram gaya dalam aksial

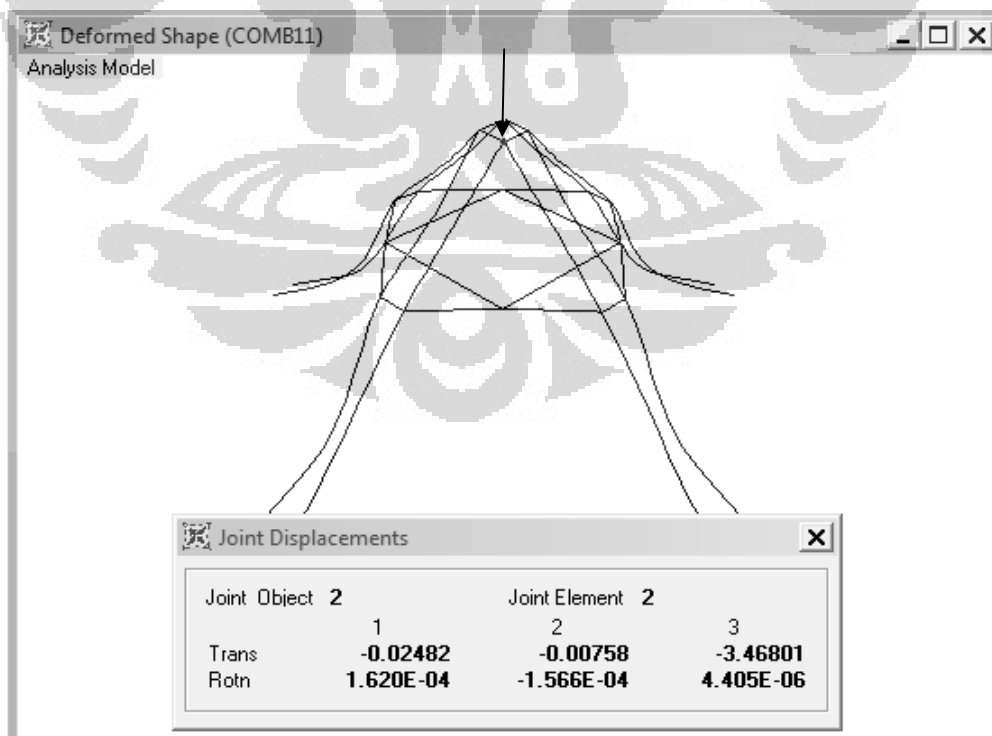


Gambar 4. 40 Diagram gaya dalam momen 3-3

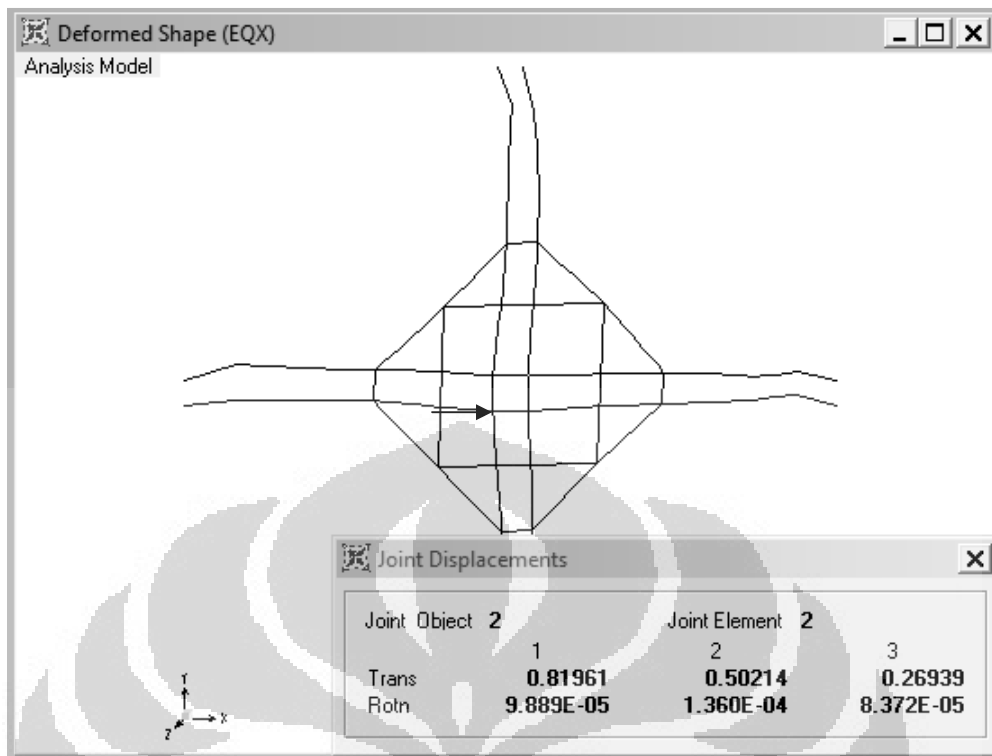


Gambar 4. 41 Diagram gaya dalam geser 2-2

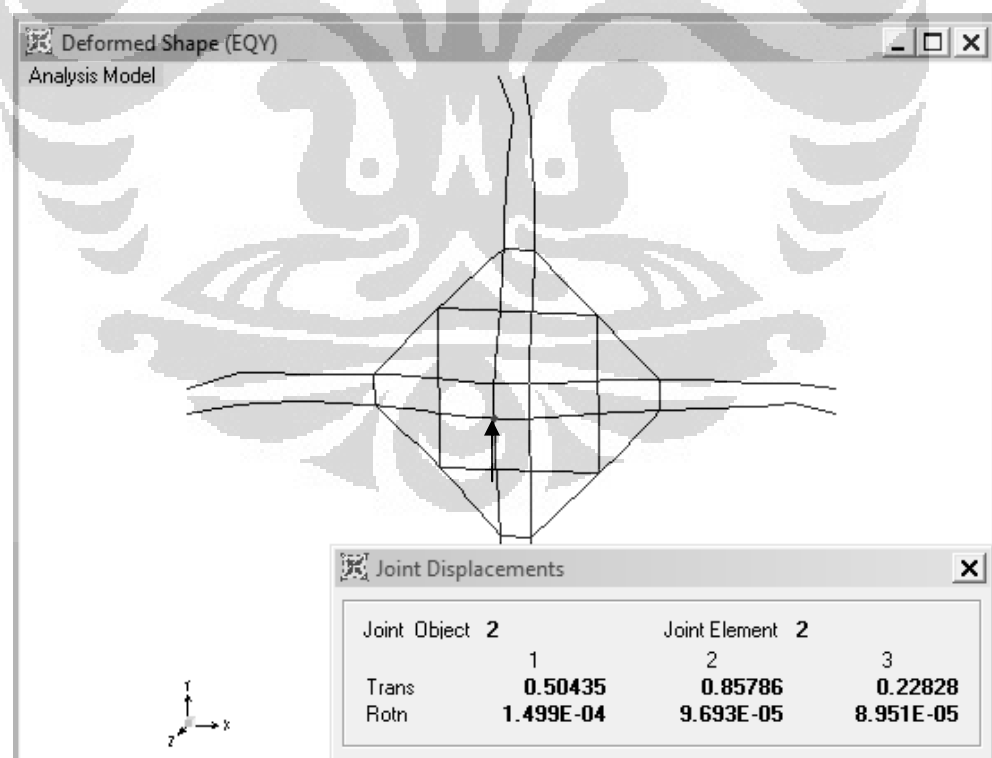
4.7.6 Joint Displacement (dalam mm)



Gambar 4. 42 Nilai lendutan pada joint-2 akibat kombinasi 1DL+1LL



Gambar 4. 43 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah X



Gambar 4. 44 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah Y

4.7.7 Hasil Analisa Gaya Geser Dasar

Dari analisa dinamik yang dilakukan didapat gaya geser pada puncak bangunan seperti yang ditampilkan pada Tabel 4.9~4.10 berikut:

Tabel 4. 8 Gaya geser dasar statik Ekuivalen

Tinggi (m)	Berat Keseluruhan (kN)	w x h kNm	Vi kN
40.65	75,053.40	3,050,920.59	8,788.02

Karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik kurang dari 80% hasil analisa statik, maka dilakukan penghitungan ulang dengan memperhitungkan faktor skala $0,8V_{st}/V_x$ (untuk gempa arah-x) dan $0,8V_{st}/V_y$ (untuk gempa arah-y).

Tabel 4. 9 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQX	LinRespSpec	Max	8788.00	5489.88	318.46

Tabel 4. 10 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa y

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQY	LinRespSpec	Max	5466.46	8788.05	323.53

4.7.8 Perhitungan Kekakuan Kolom

Elastisitas beton;

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} \rightarrow 4700 \times \sqrt{40} = 29,725.41 \text{ MPa}$$

Karena nilai E_c sama untuk semua penampang, maka tidak perlu dimasukkan dalam hitungan.

Inersia penampang utuh kolom (1600x700);

$$0.7I_g = 0.7 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{0.7 \times 700 \times 1600^3}{12} = 1.67E+11 \text{ mm}^2$$

Panjang nominal kolom;

$$l_n (\text{kolom}) = 38,494.89 \text{ mm}$$

Inersia penampang utuh balok (1300/550);

$$2 \times 0.35I_g = 2 \times 0.35 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \times 0.35 \times 550 \times 1300^3}{12} = 7.05E+10 \text{ mm}^2$$

Panjang nominal balok;

$$l_n (\text{balok}) = 18,992.89 \text{ mm}$$

Momen akibat COMB 1 = 1.2 DL = 3,132.43 kNm

Momen akibat COMB 2 = 1.2 DL + 1.6 LL = 3,345.49 kNm

$$\text{Jadi; } \beta_d = \frac{1.2DL}{1.2DL + 1.6LL} = \frac{3,132.43}{3,345.49} = 0.94$$

$$I // l_c = \frac{1.67E+11}{38,494.89} + \frac{1.67E+11}{18,992.89} = 1.32E+07$$

$$I // l_b = \frac{7.05E+10}{3,300.00} + \frac{7.05E+10}{18,992.89} = 2.51E+07$$

4.7.9 Menentukan Panjang Tekuk Kolom

Cek goyangan,

$$Q = \frac{\sum Pu\Delta_0}{V_u \times l_c} = \frac{26124.73 \times 16.56}{7170.13 \times 38494.89} = 0.00157 < 0.05 (\text{non sway})$$

Kolom bagian bawah $\rightarrow \psi_B = 1 \rightarrow$ karena perletakan ujung jepit

$$\text{Kolom bagian atas; } \psi_A = \frac{I/lc}{I/lb} = 0.52$$

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = \frac{0.52 + 1.00}{2} = 0.76$$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} = \frac{20 - 0.76}{20} = 0.96 \rightarrow \psi_m < 2$$

Jadi, panjang tekuk kolom, $kc = k \times Ln = 0.96 \times 38,494,89 = 37,027.71$ mm

4.7.10 Cek Faktor Kelangsingan Kolom

Nilai r untuk kolom adalah;

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 1600 = 480 \text{ mm}$$

$$\frac{k \times Ln}{r} > 100 \Rightarrow \frac{37,027.71}{480} = 77.14 > 22$$

∞ Faktor kelangsingan diperhitungkan.

4.7.11 Perhitungan Perbesaran Momen

$$EI_{kolom} = \frac{0.4Ec Ig}{(1 + \beta d)} = 1.03E + 15MPa$$

$$\text{Beban kritis, } P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(k ln)^2} = 7,393.21 kN$$

$$\text{Faktor, } C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times \frac{2,062.68}{2,346.88} = 0.95 \geq 0.4 \rightarrow OK$$

$$\text{Faktor perbesaran momen, } \delta_{ns} = \frac{0.95}{1 - \frac{3,345.49}{0.75 \times 7,393.21}} = 2.40 \geq 1.00 \rightarrow OK$$

$$\text{Momen terfaktor, } M_c = \delta_s \times M_2 = 2.4 \times 2,346.88 = 5,630.08 kNm$$

4.7.12 Displacement pada Puncak Bangunan

Tabel 4.11~4.12 di bawah ini menunjukkan nilai *displacement* struktur pada puncak bangunan untuk beban gempa arah-X dan arah-Y dalam satuan mm.

Tabel 4. 11 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-x

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
2	EQX	LinRespSpec	Max	0.82	0.50
3	EQX	LinRespSpec	Max	0.81	0.48
6	EQX	LinRespSpec	Max	0.82	0.49
7	EQX	LinRespSpec	Max	0.83	0.50

Tabel 4. 12 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-y

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
2	EQY	LinRespSpec	Max	0.50	0.86
3	EQY	LinRespSpec	Max	0.49	0.84
6	EQY	LinRespSpec	Max	0.49	0.85
7	EQY	LinRespSpec	Max	0.51	0.85

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi pada *joint* 2.

Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat (Δ_i) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus memenuhi syarat:

$$\Delta_i < \frac{0,03}{R} \times h_i \text{ dan } \Delta_i < 30 \text{ mm}$$

Untuk ketinggian bangunan (40,650 mm) maka batas simpangan antar tingkat :

$$\Delta_i < \frac{0,03}{3,5} \times 40,650 \rightarrow \Delta_i < 348.43 \text{ mm atau } 30 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_2 = 0.86 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$$

Disamping kinerja batas layan di atas, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat (Δ_i) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus pula memenuhi syarat :

$$\Delta_M = \zeta \times R \times \Delta_s \rightarrow \zeta = \frac{0.7R}{Scale\ Factor} = \frac{0.7 \times 3.5}{1} = 2.45$$

$$\Delta_M = 2.45 \times 3.50 \times 0.86 = 7.37\ mm$$

$$\Delta_i < 0,02 \times h, \text{ untuk } h = 40,650\ mm, \text{ maka } \Delta_i \leq 813.00\ mm$$

$$\rightarrow \Delta_7 = 7.37\ mm \ll 813.00\ mm \rightarrow \text{(OK !)}$$

4.7.13 Perencanaan Lentur Kolom

- Perencanaan penulangan lentur dan aksial

Kuat beton ($f'c$) = 40 Mpa

Kuat tarik baja untuk tulangan lentur (f_y) = 400 Mpa

Kuat tarik baja untuk tulangan geser (f_{ys}) = 400 Mpa

- Penampang

Lebar kolom, B = 700 mm

Tinggi kolom, H = 1600 mm

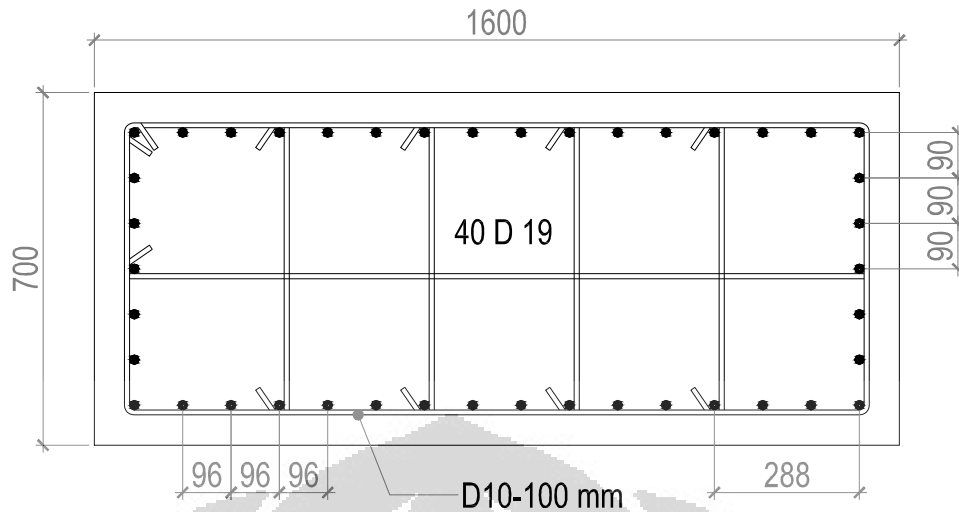
Selimut beton = 60 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

Jarak tepi tertekan ke tulangan tarik (d_x) = 1540 mm

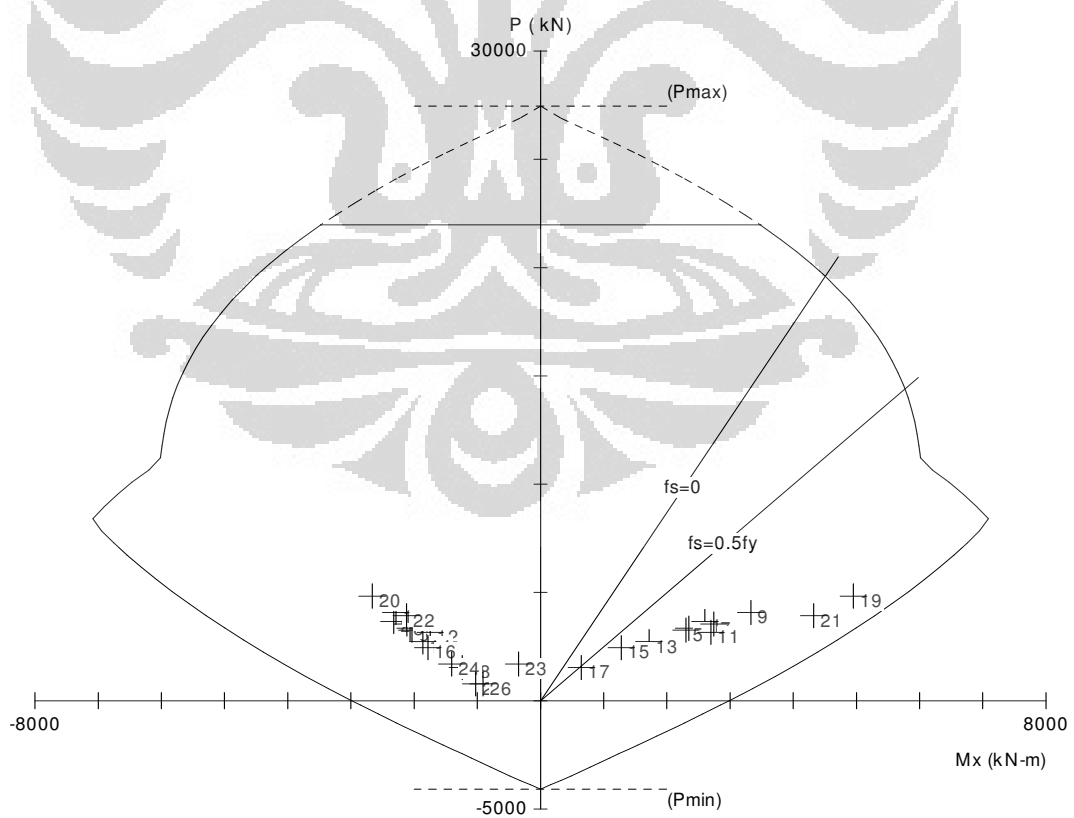
Jarak tepi tertekan ke tulangan tarik (d_y) = 640 mm

Jari tepi tertekan ke tulangan tekan (d') = 60 mm



Gambar 4. 45 Rencana penampang kolom

Kolom dianalisa menggunakan *software pcaColumn*, dan diperoleh diagram interaksi sebagai berikut:



Gambar 4. 46 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

4.7.14 Perencanaan geser

4.7.14.1 Arah sumbu kuat

Kuat geser rencana kolom diambil = 955.07 kN

a. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_c = \left(1 + \frac{6,585.44 \times 10^3}{14 \times 1,120,000} \right) \left(\frac{\sqrt{40}}{6} \right) 700 \times (1600 - 60) = 1613.55 \text{ kN}$$

b. Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2 \text{ (diameter 10 dengan 2 kaki)}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.08 \times 400 \times 1540}{100} = 967.61 \text{ kN}$$

c. Kuat geser kolom

$$\phi V_n = 0.75(V_c + V_s) = 0.75(1613.55 + 967.61) = 1935.87 \text{ kN} > V_{ux} \rightarrow \text{OK}$$

4.7.14.2 Arah sumbu lemah

Kuat geser rencana kolom diambil = 448.35 kN

a. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_c = \left(1 + \frac{6,585.44 \times 10^3}{14 \times 1,120,000} \right) \left(\frac{\sqrt{40}}{6} \right) 1600 \times (700 - 60) = 1532.72 \text{ kN}$$

b. Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2 \text{ (diameter 10 dengan 2 kaki)}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

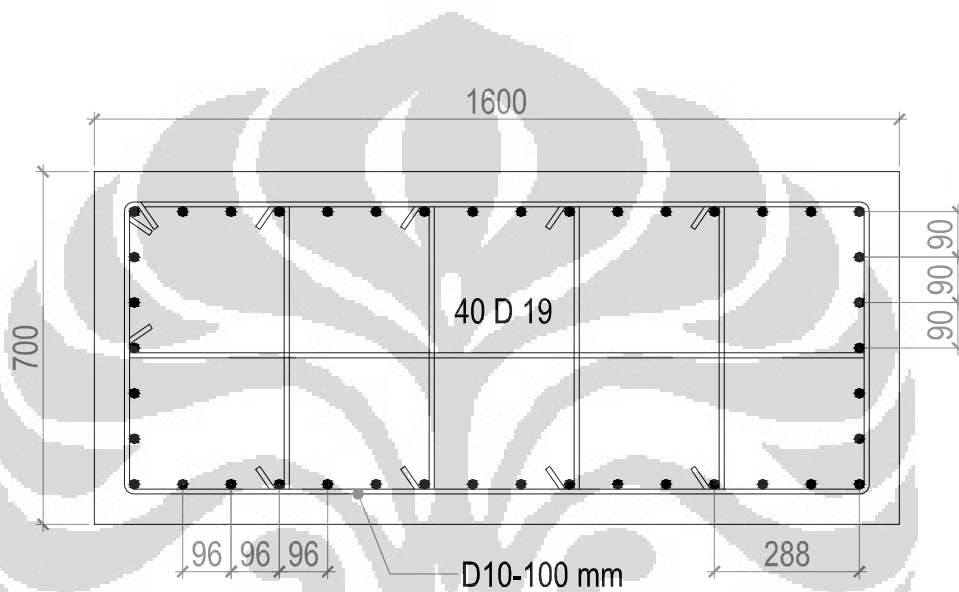
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.08 \times 400 \times 640}{100} = 402.12 \text{ kN}$$

c. Kuat geser kolom

$$\phi V_n = 0.75(V_c + V_s) = 0.75(1532.72 + 402.12) = 1451.13 \text{ kN} > V_{uy} \rightarrow \text{OK}$$

Kesimpulan : Kolom yang digunakan adalah dimensi 1600 x 700 mm dengan tulangan pokok 40D19 dan tulangan sengkang $\phi 10$ -100 mm.

4.7.15 Visualisasi hasil

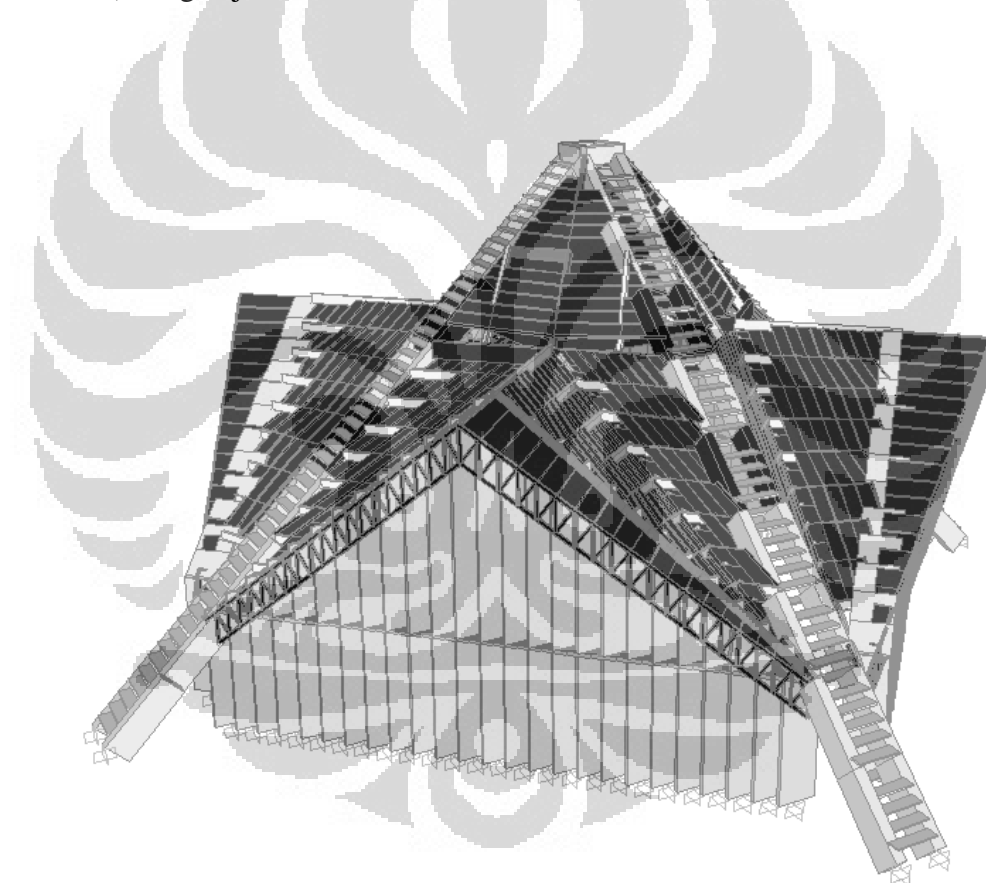


Gambar 4. 47 Detail penulangan kolom varian 1

4.8 Analisa Struktur Varian 3

4.8.1 Pemodelan 3 Dimensi

Varian yang ketiga terdiri dari empat pasang kolom utama yang berbentuk non-prismatis dengan ukuran penampang bagian paling bawah 2200 x 900 mm dan ukuran penampang bagian paling atas 1400 x 900 mm. Dimana, yang bervariasi hanya penampang bagian tinggi balok saja (sumbu x), sementara penampang bagian lebar kolom (sumbu y), ukurannya tetap sepanjang penampang. Masing-masing pasangan kolom dihubungkan dengan balok (165 x 960 mm) dengan jarak antar balok ± 1000 mm.



Gambar 4. 48 Pemodelan struktur Varian 3

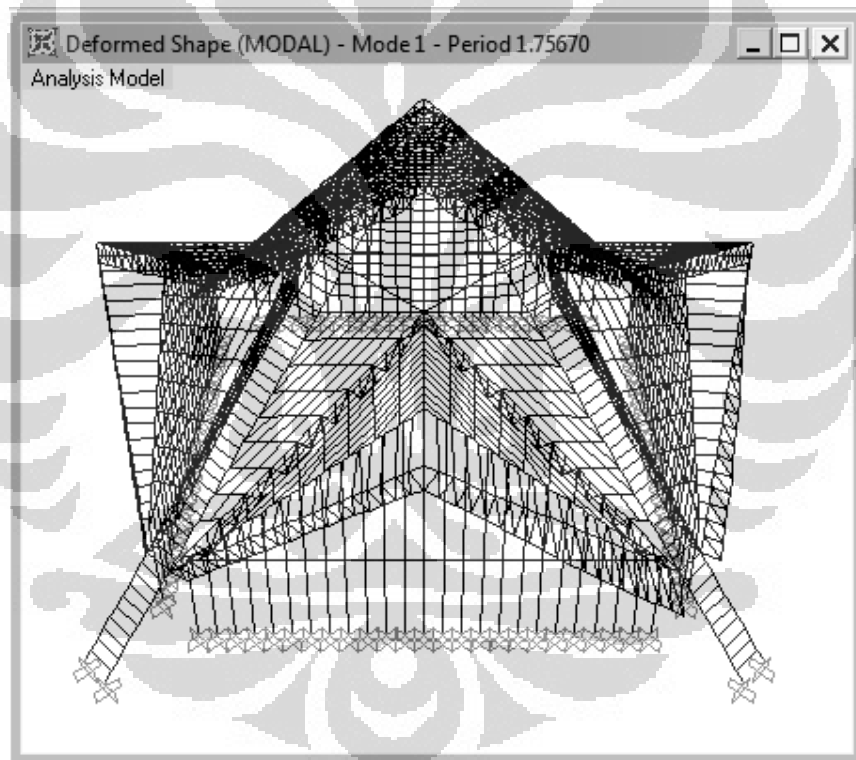
Dalam analisa dinamik yang dilakukan, digunakan 165 pola ragam getar dan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar dapat dilihat pada Tabel 4.13 berikut :

Tabel 4. 13 Modal participating mass ratios

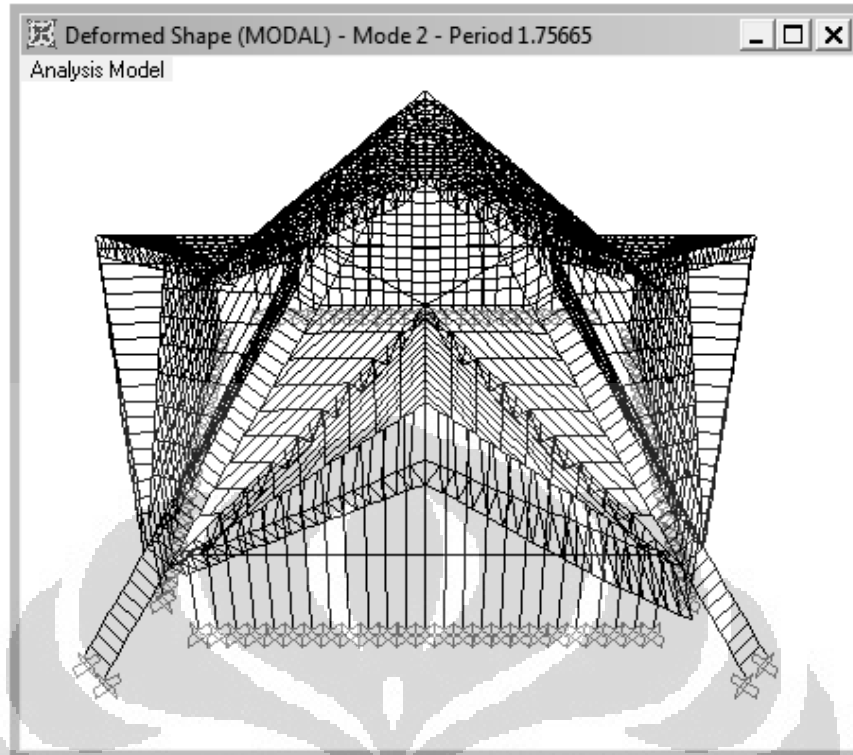
OutputCase	ItemType	Item	Dynamic
Text	Text	Text	Percent
MODAL	Acceleration	UX	92.15
MODAL	Acceleration	UY	92.16
MODAL	Acceleration	UZ	34.67

Dari Tabel 4.13 di atas terlihat bahwa 90% massa sudah tercakup dalam 165 modes untuk kedua arah (X dan Y).

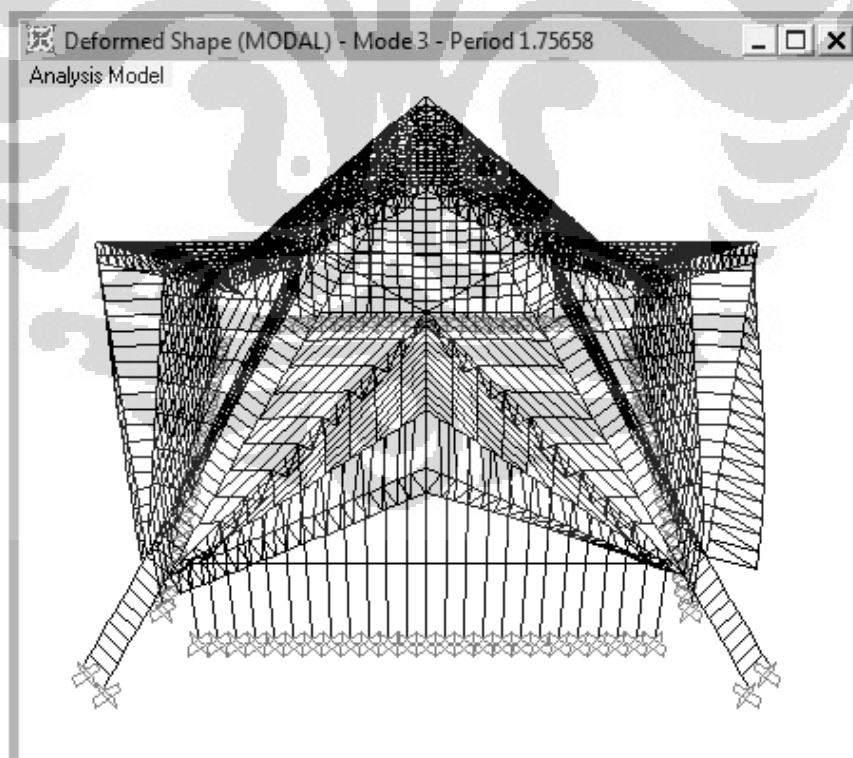
4.8.2 Visualisasi Deformasi



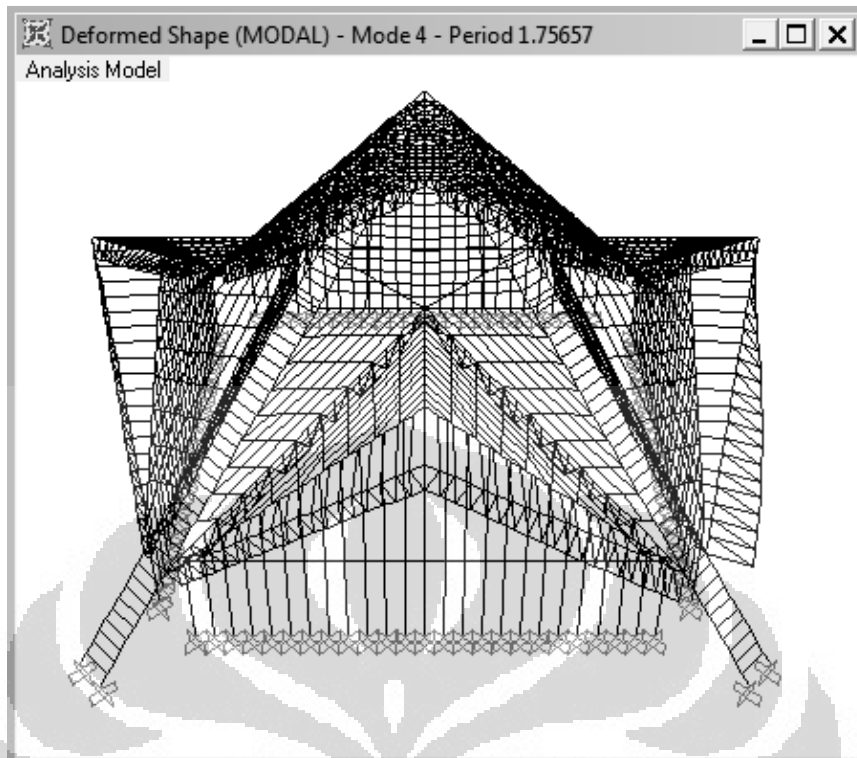
Gambar 4. 49 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1



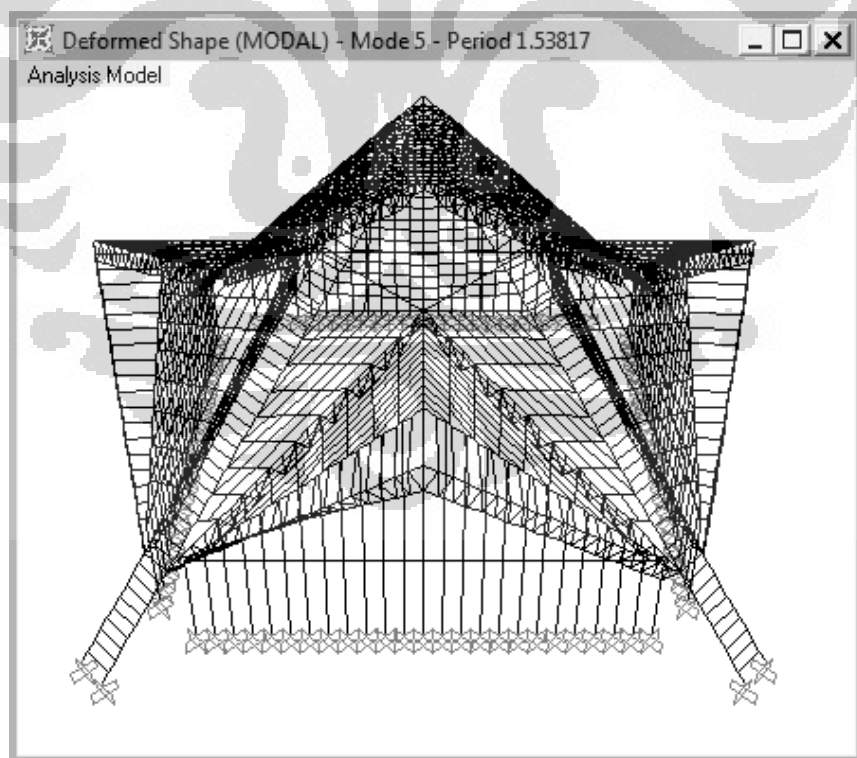
Gambar 4. 50 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2



Gambar 4. 51 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3

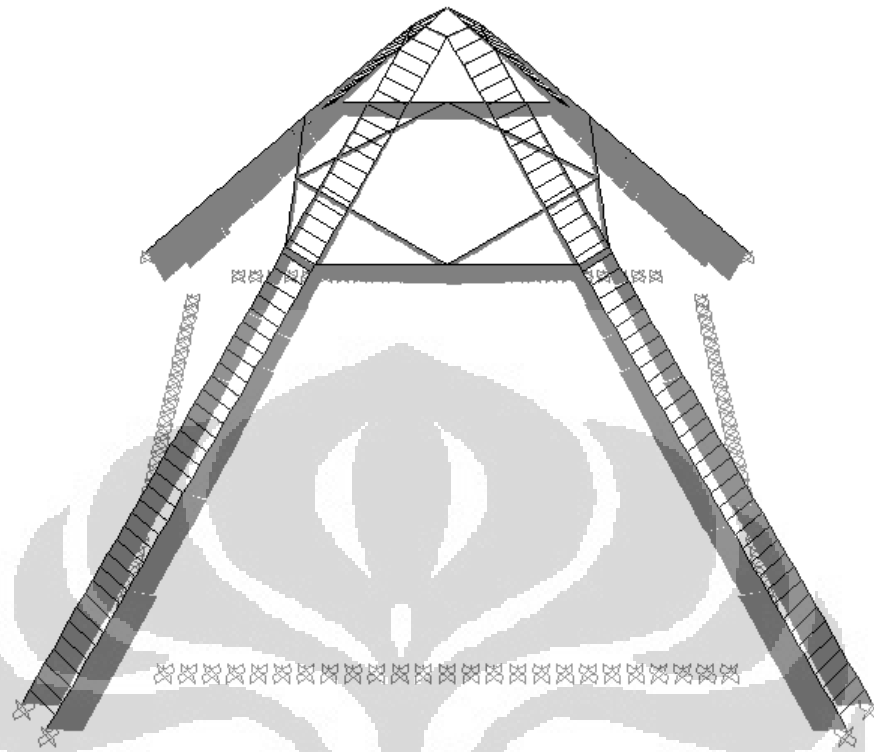


Gambar 4. 52 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 4

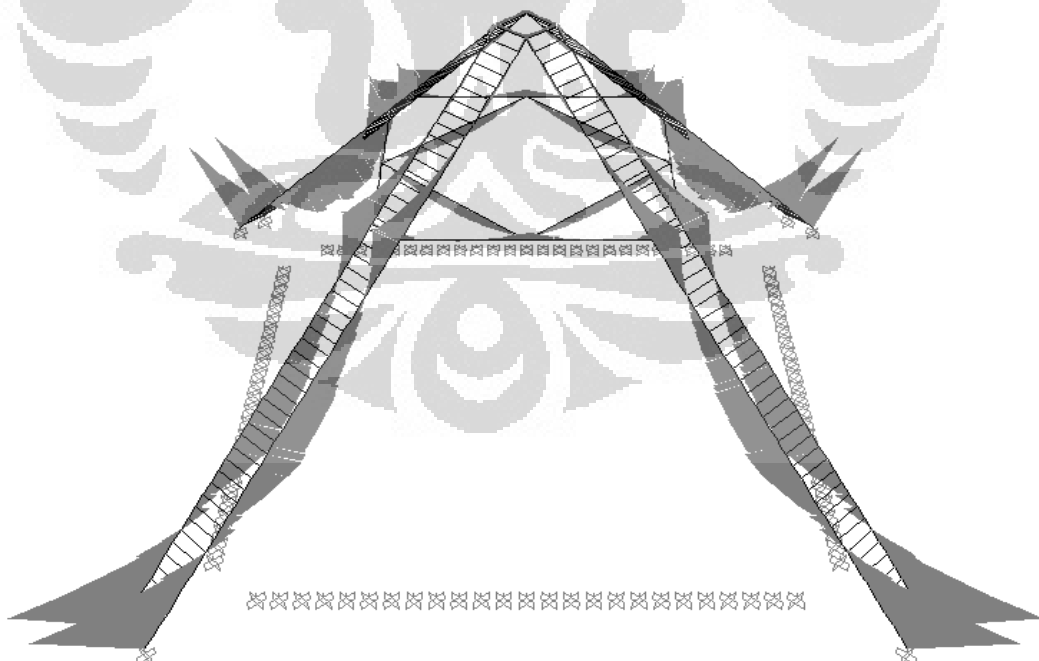


Gambar 4. 53 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 5

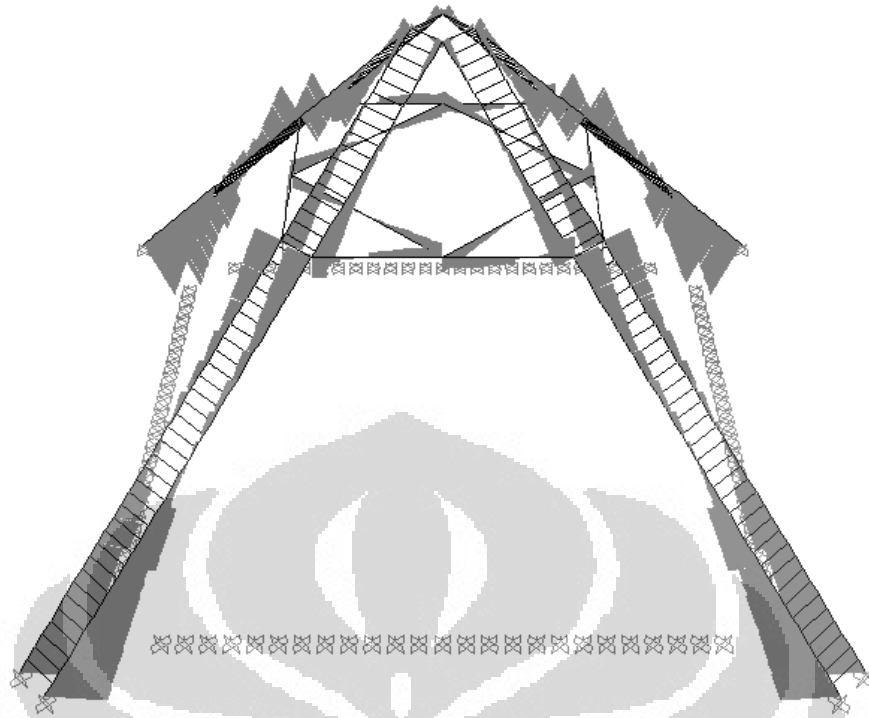
4.8.3 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Kombinasi 1.2DL + 1.6LL



Gambar 4. 54 Diagram gaya dalam aksial

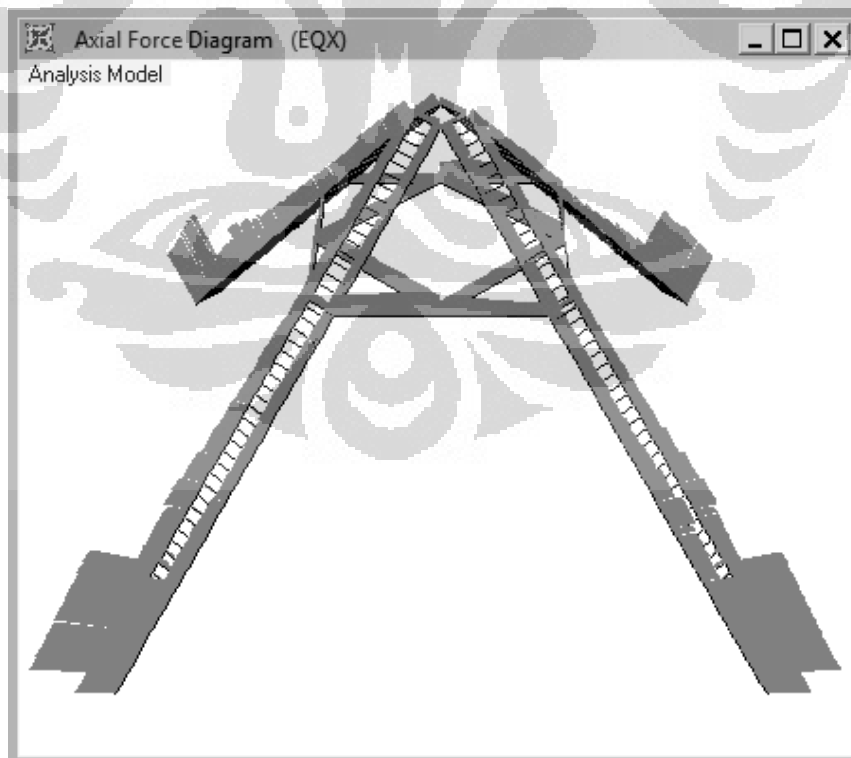


Gambar 4. 55 Diagram gaya dalam momen 3-3

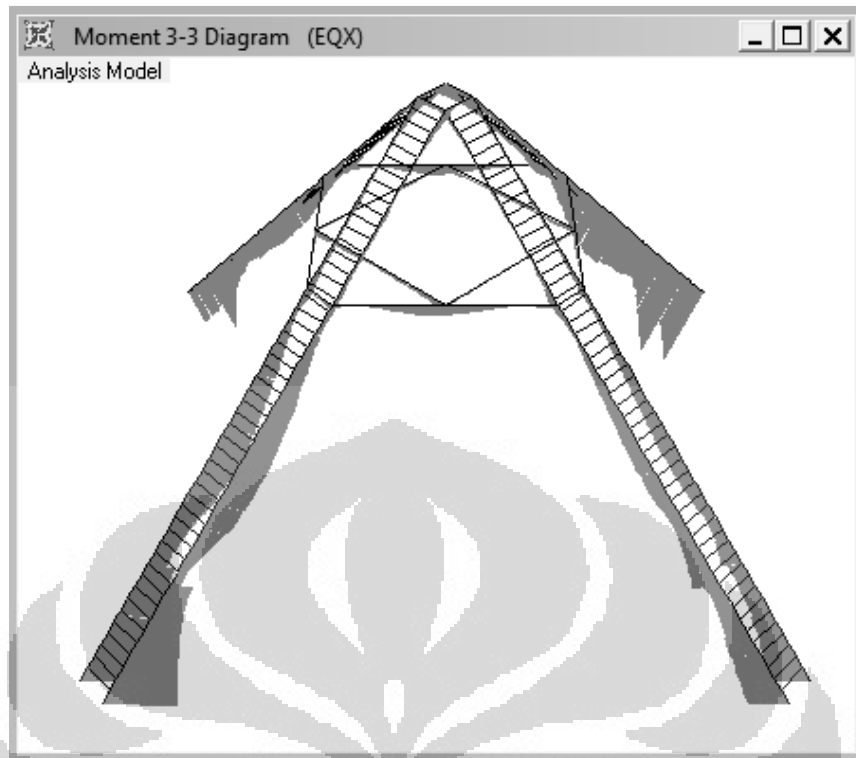


Gambar 4. 56 Diagram gaya dalam geser 2-2

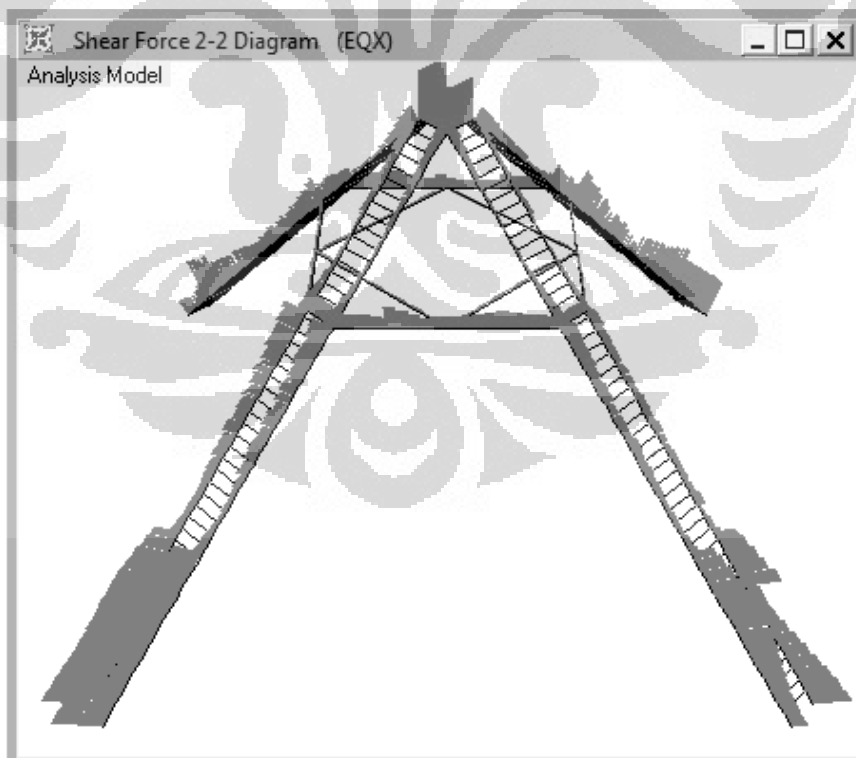
4.8.4 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah X (EQX)



Gambar 4. 57 Diagram gaya dalam aksial

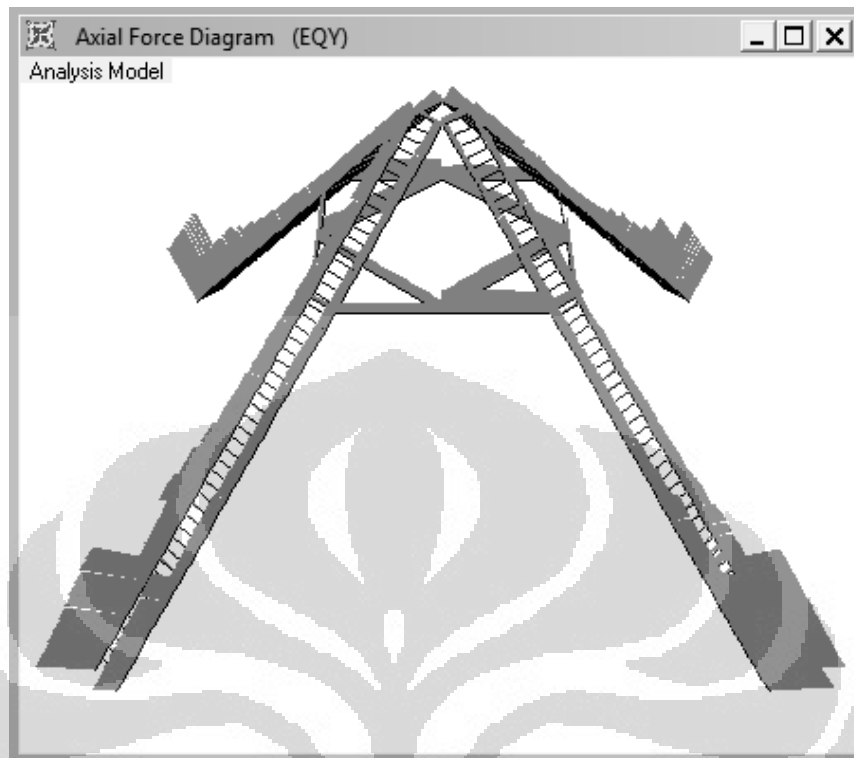


Gambar 4. 58 Diagram gaya dalam momen 3-3

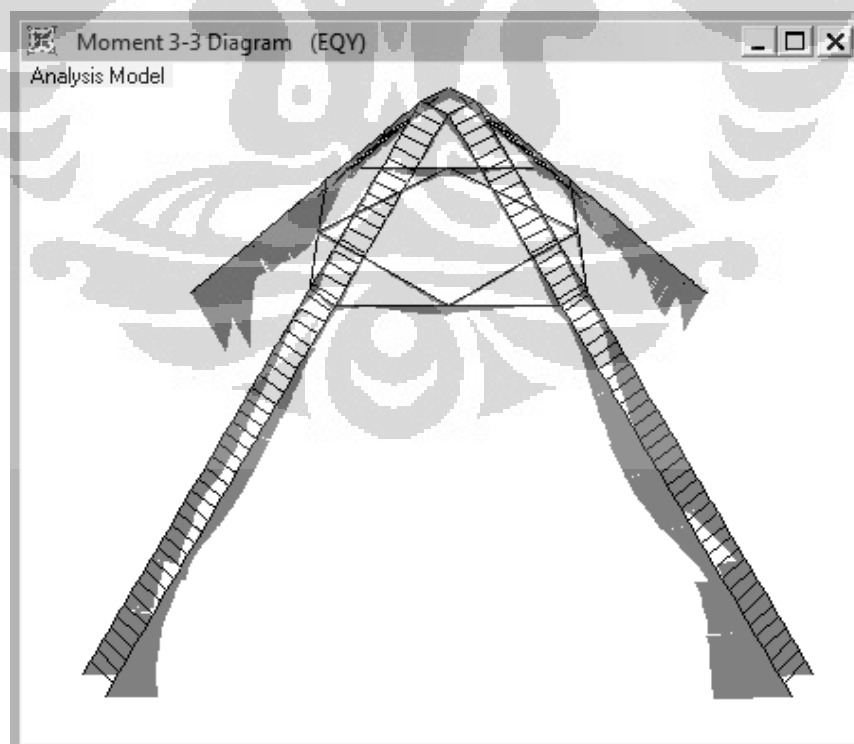


Gambar 4. 59 Diagram gaya dalam geser 2-2

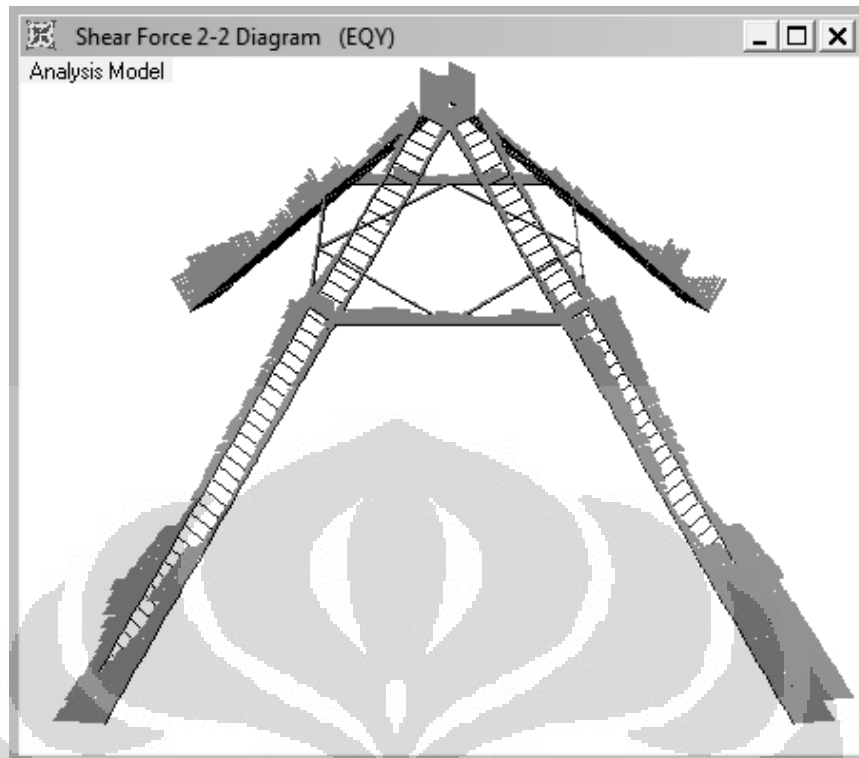
4.8.5 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah Y (EQY)



Gambar 4. 60 Diagram gaya dalam aksial

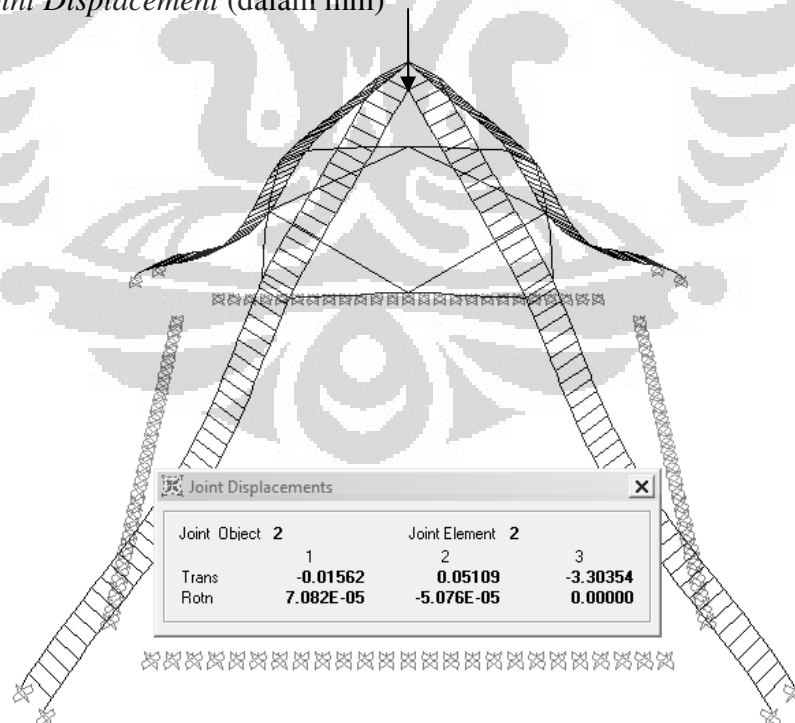


Gambar 4. 61 Diagram gaya dalam momen 3-3

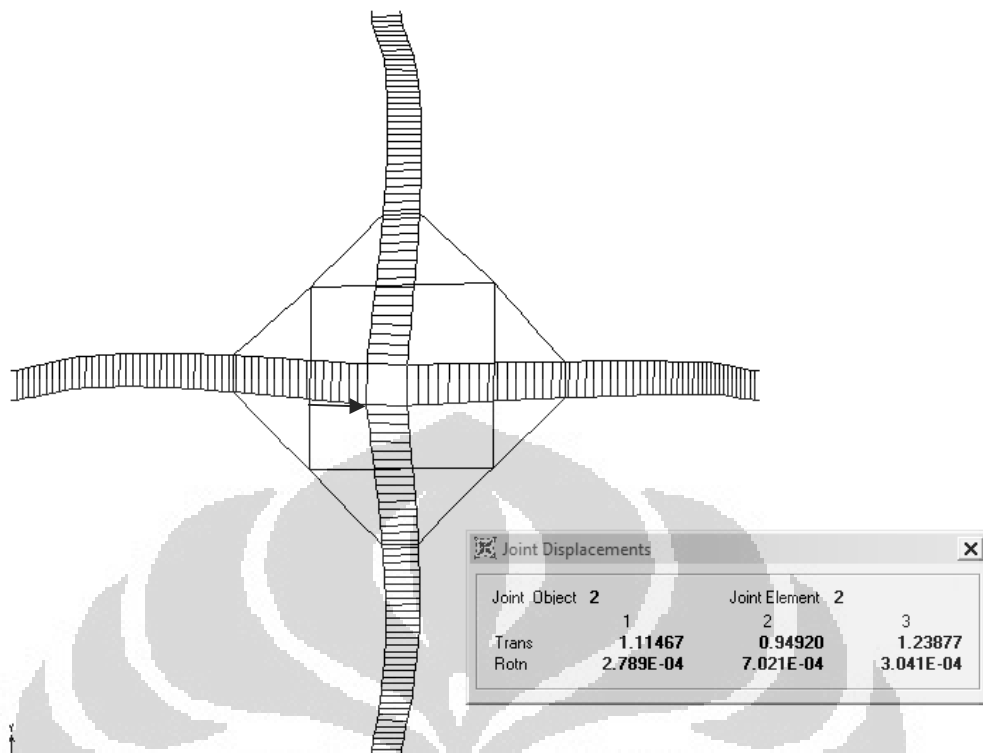


Gambar 4. 62 Diagram gaya dalam geser 2-2

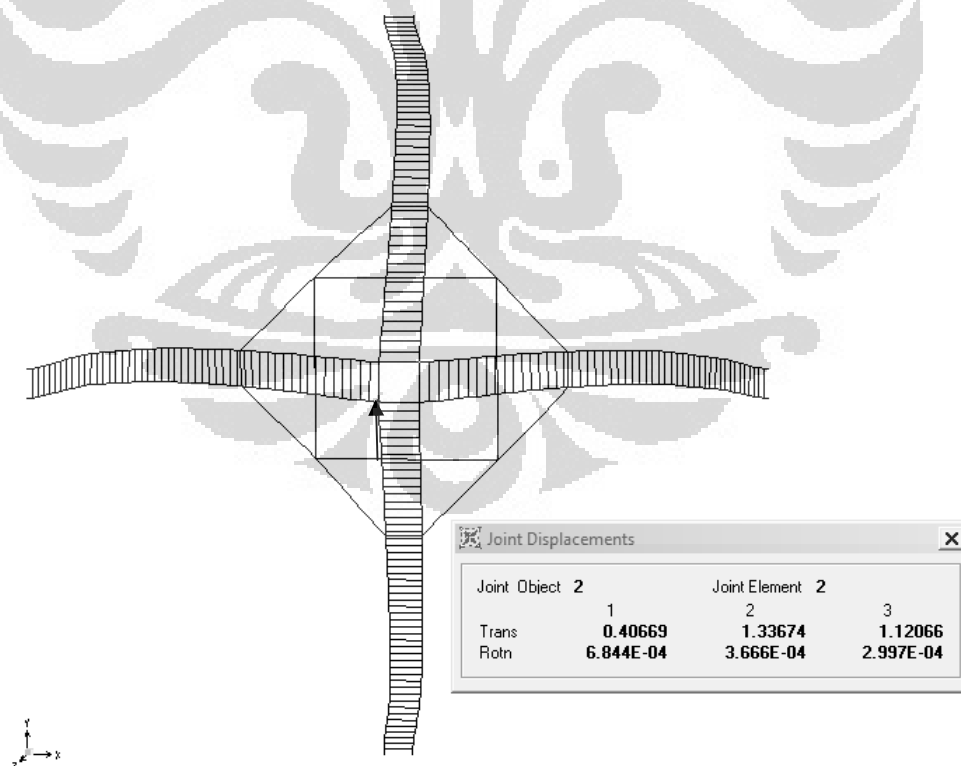
4.8.6 Joint Displacement (dalam mm)



Gambar 4. 63 Nilai lendutan pada joint-2 akibat kombinasi 1DL+1LL



Gambar 4. 64 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah X



Gambar 4. 65 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah Y

4.8.7 Hasil Analisa Gaya Geser Dasar

Dari analisa dinamik yang dilakukan didapat gaya geser pada puncak bangunan seperti yang ditampilkan pada Tabel 4.15~4.16 berikut:

Tabel 4. 14 Gaya geser dasar statik Ekuivalen

Tinggi (m)	Berat Keseluruhan (kN)	w x h kNm	Vi kN
40.65	73,958.53	3,006,414.37	8,660.84

Karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik kurang dari 80% hasil analisa statik, maka dilakukan penghitungan ulang dengan memperhitungkan faktor skala $0,8V_{st}/V_x$ (untuk gempa arah-x) dan $0,8V_{st}/V_y$ (untuk gempa arah-y).

Tabel 4. 15 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQX	LinRespSpec	Max	8660.87	3985.57	438.83

Tabel 4. 16 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa y

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQY	LinRespSpec	Max	3949.17	8660.82	470.34

4.8.8 Perhitungan Kekakuan Kolom

Elastisitas beton;

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} \rightarrow 4700 \times \sqrt{40} = 29,725.41 \text{ MPa}$$

Karena nilai E_c sama untuk semua penampang, maka tidak perlu dimasukkan dalam hitungan.

Karena pada varian 3 menggunakan kolom non-prismatis, maka perhitungan inersia penampang menggunakan pendekatan dengan mengambil dimensi penampang rata-rata.

Inersia penampang utuh kolom dengan dimensi rata-rata (1800x900);

$$0.7I_g = 0.7 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{0.7 \times 900 \times 1800^3}{12} = 3.06E+11 \text{ mm}^2$$

Panjang nominal kolom;

$$l_n (\text{kolom}) = 38,494.89 \text{ mm}$$

Inersia penampang utuh balok (1300/550);

$$2 \times 0.35I_g = 2 \times 0.35 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \times 0.35 \times 550 \times 1300^3}{12} = 7.05E+10 \text{ mm}^2$$

Panjang nominal balok;

$$l_n (\text{balok}) = 18,992.89 \text{ mm}$$

$$\text{Momen akibat COMB 1} = 1.2 \text{ DL} = 4,492.21 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen akibat COMB 2} = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 4,747.85 \text{ kNm}$$

$$\text{Jadi; } \beta_d = \frac{1.2 \text{ DL}}{1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}} = \frac{4,492.21}{4,747.85} = 0.95$$

$$I/l_c = \frac{3.06E+11}{38,494.89} + \frac{3.06E+11}{18,992.89} = 2.41E+07$$

$$I/l_b = \frac{7.05E+10}{3,300.00} + \frac{7.05E+10}{18,992.89} = 2.51E+07$$

4.8.9 Menentukan Panjang Tekuk Kolom

Cek goyangan,

$$Q = \frac{\sum Pu\Delta_0}{V_u \times l_c} = \frac{37215.88 \times 1.34}{8660.87 \times 38494.89} = 0.00015 < 0.05 \text{ (non sway)}$$

Kolom bagian bawah $\rightarrow \psi_B = 1 \rightarrow$ karena perletakan ujung jepit

$$\text{Kolom bagian atas; } \psi_A = \frac{I/l_c}{I/l_b} = 0.96$$

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = \frac{0.96 + 1.00}{2} = 0.98$$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} = \frac{20 - 0.98}{20} = 0.95 \rightarrow \psi_m < 2$$

Jadi, panjang tekuk kolom, $kc = k \times Ln = 0.95 \times 38,494,89 = 36,608.39$ mm

4.8.10 Cek Faktor Kelangsingan Kolom

Nilai r untuk kolom adalah;

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 1800 = 540 \text{ mm}$$

$$\frac{k \times Ln}{r} > 100 \Rightarrow \frac{36,608.39}{540} = 67.79 > 22$$

∞ Faktor kelangsingan diperhitungkan.

4.8.11 Perhitungan Perbesaran Momen

$$EI_{kolom} = \frac{0.4Ec I_g}{(1 + \beta d)} = \frac{0.4 \times 29,725.41 \times 3.06E+11}{(1 + 0.95)} = 1.87E+15$$

$$\text{Beban kritis, } P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(k ln)^2} = 13,776.07 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor, } C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times \frac{1,792.79}{5,403.49} = 0.73 \geq 0.4 \rightarrow OK$$

$$\text{Faktor perbesaran momen, } \delta_{ns} = \frac{0.73}{1 - \frac{4,747.85}{0.75 \times 13,776.07}} = 1.36 \geq 1.00 \rightarrow \text{OK}$$

$$\text{Momen terfaktor, } M_c = \delta_s \times M_2 = 1.36 \times 5,403.49 = 7,325.44 \text{ kNm}$$

4.8.12 Displacement pada Puncak Bangunan

Tabel 4.17~4.18 di bawah ini menunjukkan nilai *displacement* struktur pada puncak bangunan untuk beban gempa arah-X dan arah-Y dalam satuan mm.

Tabel 4. 17 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-x

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
2	EQX	LinRespSpec	Max	1.10	0.93
3	EQX	LinRespSpec	Max	1.11	0.42
6	EQX	LinRespSpec	Max	1.33	0.93
7	EQX	LinRespSpec	Max	1.34	0.42

Tabel 4. 18 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-y

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
2	EQY	LinRespSpec	Max	0.41	1.32
3	EQY	LinRespSpec	Max	0.41	1.10
6	EQY	LinRespSpec	Max	0.94	1.31
7	EQY	LinRespSpec	Max	0.94	1.10

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi pada *joint 7*.

Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat (Δi) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus memenuhi syarat:

$$\Delta_i < 0,03/R \times h_i \text{ dan } \Delta_i < 30 \text{ mm}$$

Untuk ketinggian bangunan (40,650 mm) maka batas simpangan antar tingkat :

$$\Delta_i < 0,03/3,5 \times 40,650 \rightarrow \Delta_i < 348.43 \text{ mm atau } 30 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_7 = 1.34 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$$

Disamping kinerja batas layan di atas, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat (Δ_i) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus pula memenuhi syarat :

$$\Delta_M = \zeta \times R \times \Delta_s \rightarrow \zeta = 0.7R / \text{Scale Factor} = 0.7 \times 3.5 / 1 = 2.45$$

$$\Delta_M = 2.45 \times 3.50 \times 1.34 = 11.49 \text{ mm}$$

$$\Delta_i < 0,02 \times h, \text{ untuk } h = 40,650 \text{ mm, maka } \Delta_i \leq 813.00 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_7 = 11.49 \text{ mm} \ll 813.00 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$$

4.8.13 Perencanaan Lentur Kolom

- Perencanaan penulangan lentur dan aksial

Untuk perencanaan lentur kolom non-prismatis (tappered), digunakan pendekatan dengan membagi kolom menjadi beberapa segmen dengan dimensi yang berbeda-beda sesuai gambar varian 3.

Kuat beton ($f'c$) = 40 Mpa

Kuat tarik baja untuk tulangan lentur (f_y) = 400 Mpa

Kuat tarik baja untuk tulangan geser (f_{ys}) = 400 Mpa

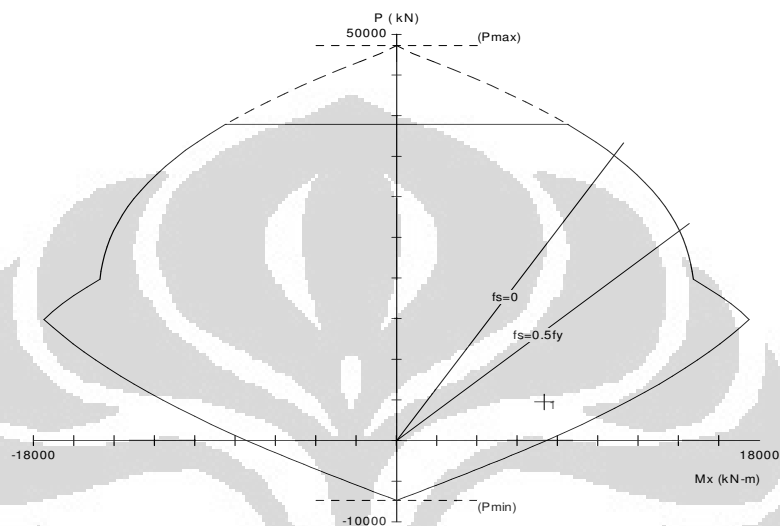
- Penampang ukuran 2200 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.032\%$)

Selimut beton = 60 mm

Jarak tepi tertekan ke tulangan tarik (d_x) = 2140 mm

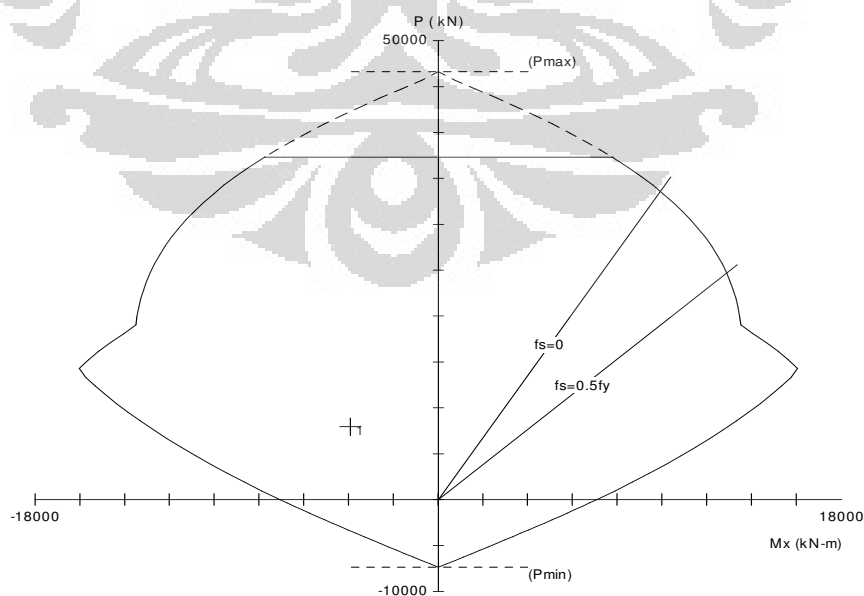
Jarak tepi tertekan ke tulangan tarik (d_y) = 840 mm
 Jari tepi tertekan ke tulangan tekan (d') = 60 mm

Kolom dianalisa menggunakan *software pcaColumn* dengan memasukkan nilai beban terfaktor sehingga diperoleh diagram interaksi sebagai berikut:



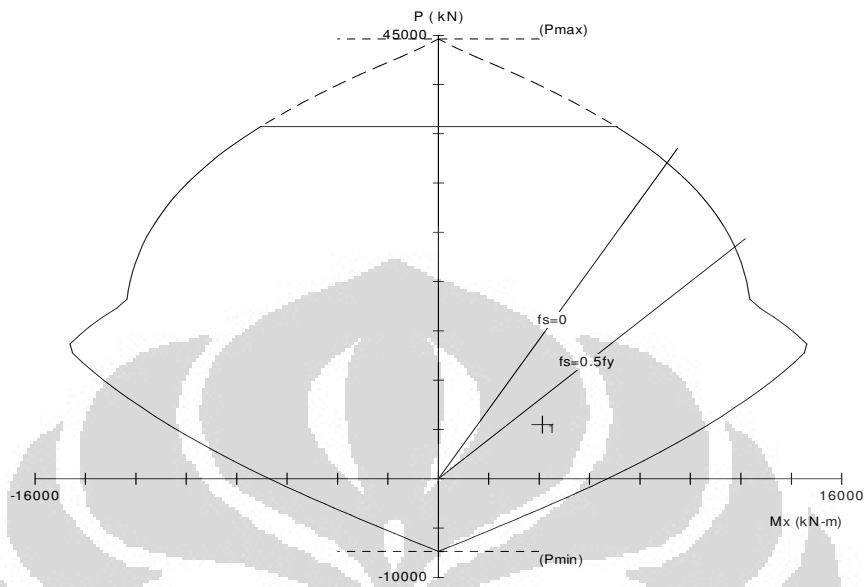
Gambar 4. 66 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- o Penampang ukuran 2100 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.081\%$)



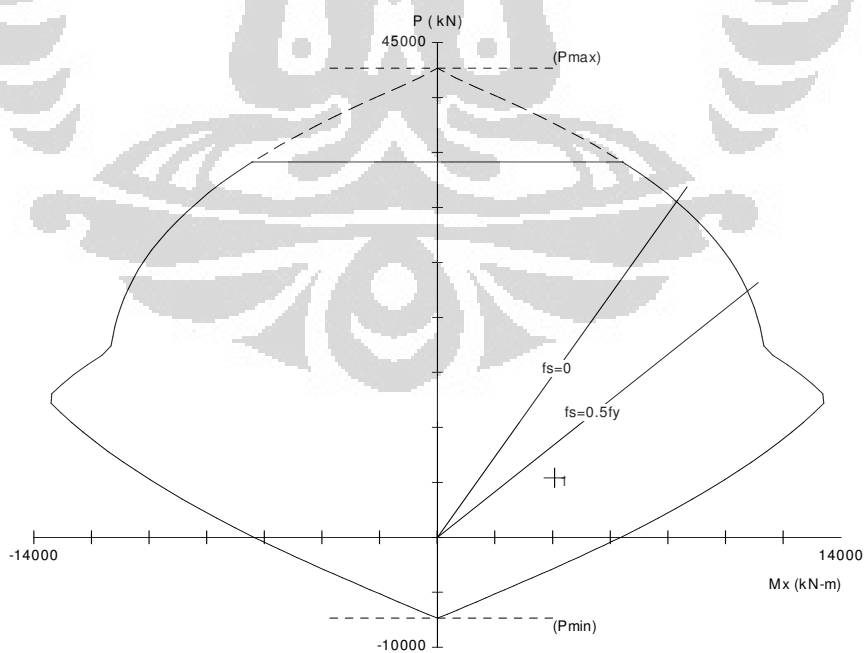
Gambar 4. 67 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 2000 x 900 mm (72 D19)



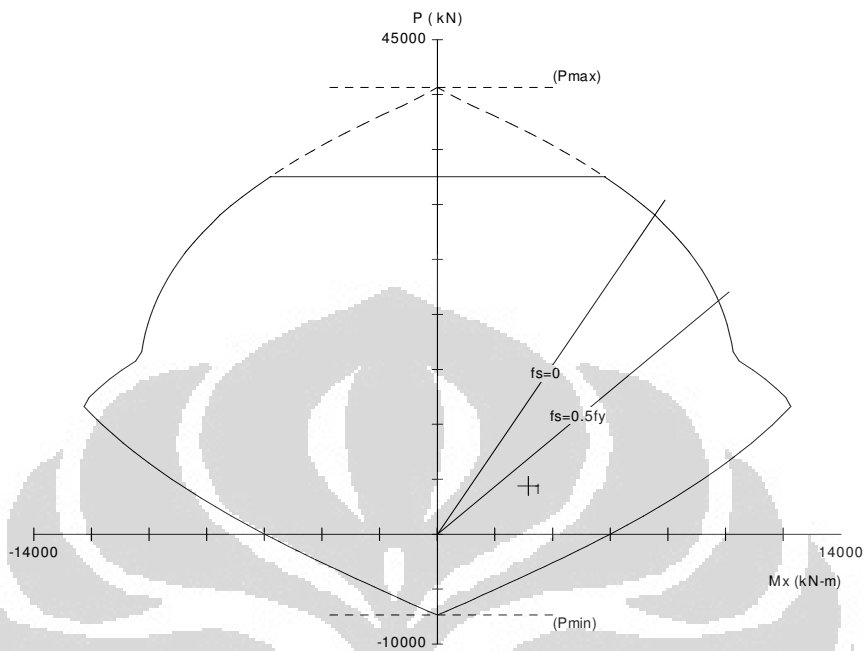
Gambar 4. 68 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1900 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.20\%$)



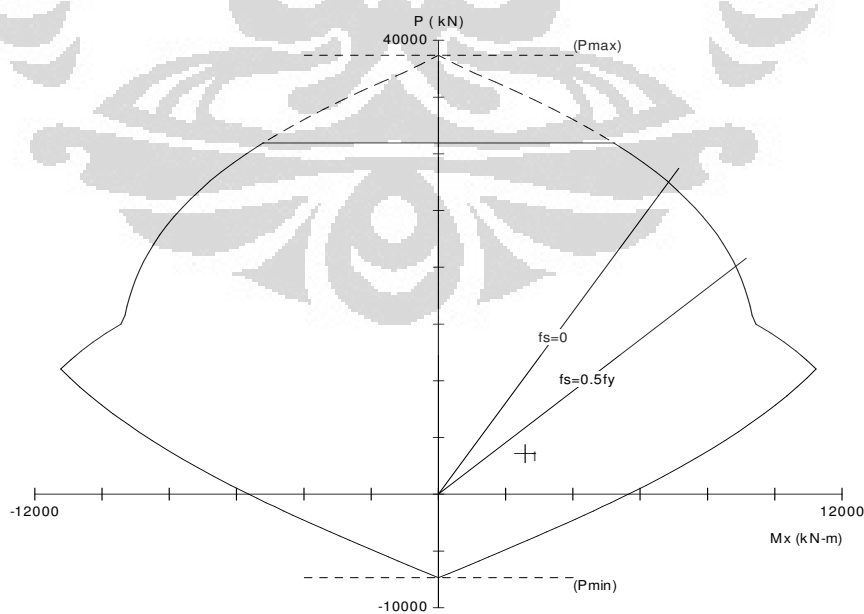
Gambar 4. 69 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1800 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.26\%$)



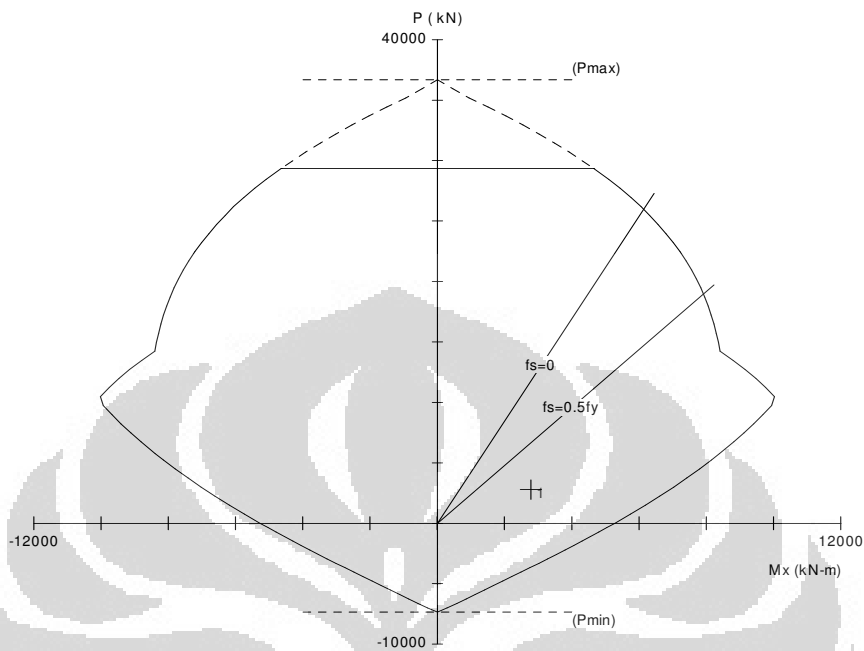
Gambar 4. 70 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1700 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.34\%$)



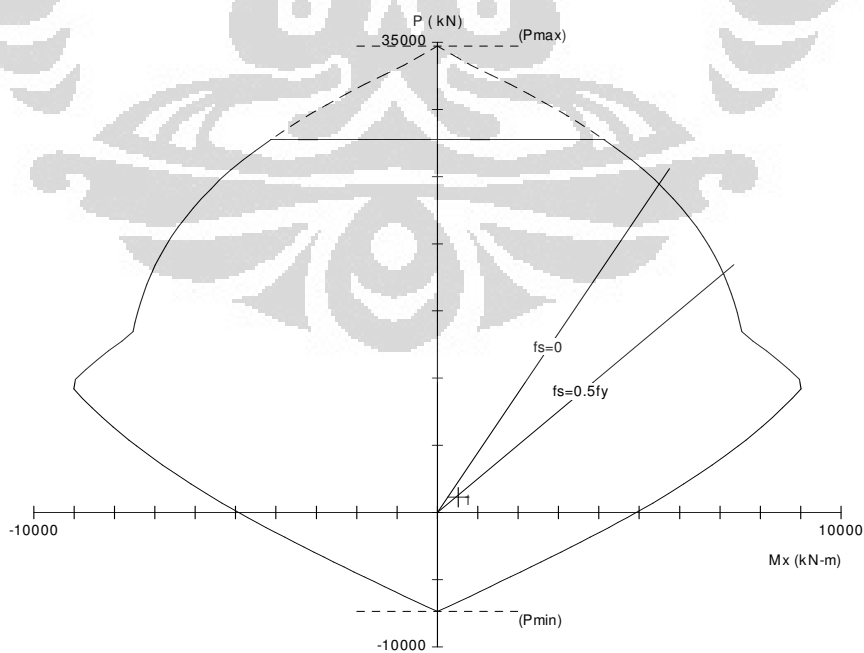
Gambar 4. 71 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1600 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.42\%$)



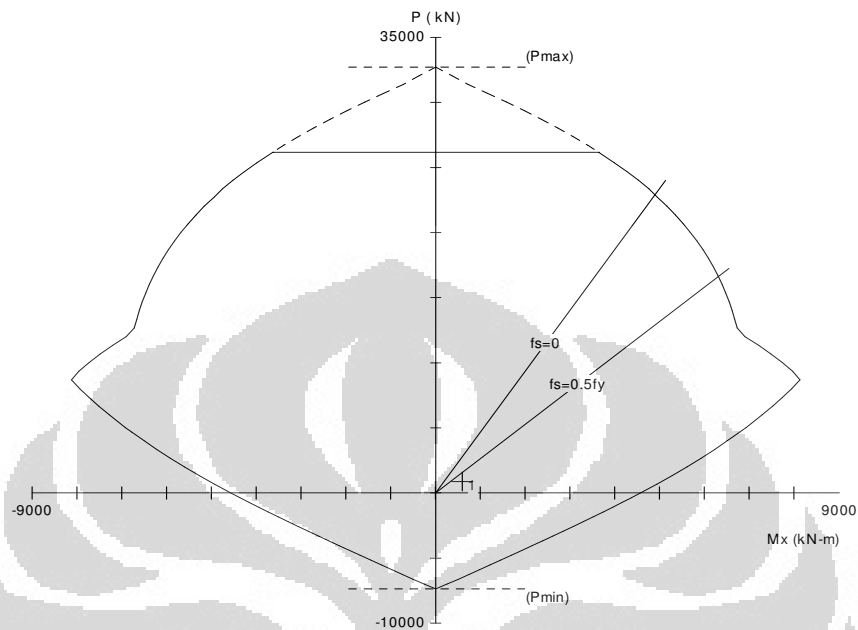
Gambar 4. 72 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1500 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.51\%$)



Gambar 4. 73 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1400 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.62\%$)



Gambar 4. 74 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

4.8.14 Perencanaan Geser

4.8.14.1 Arah sumbu kuat

Kuat geser rencana kolom diambil = 1421.167 kN

- Kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_c = \left(1 + \frac{8107.83 \times 10^3}{14 \times 1980000} \right) \left(\frac{\sqrt{40}}{6} \right) 900 \times 2140 = 2623.99 \text{ kN}$$

- Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2 \text{ (diameter 10 dengan 2 kaki)}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.08 \times 400 \times 2140}{100} = 1344.60 \text{ kN}$$

c. Kuat geser kolom

$$\phi V_n = 0.75(V_c + V_s) = 0.75(2623.99 + 1344.60) = 2976.44 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{OK}$$

4.8.14.2 Arah sumbu lemah

Kuat geser rencana kolom diambil = 342.76 kN

a. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton arah sumbu 2 penampang

$$V_c = \left(1 + \frac{8107.83 \times 10^3}{14 \times 1980000} \right) \left(\frac{\sqrt{40}}{6} \right) 2200 \times 840 = 2517.72 \text{ kN}$$

b. Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2 \text{ (diameter 10 dengan 2 kaki)}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.08 \times 400 \times 840}{100} = 527.79 \text{ kN}$$

c. Kuat geser kolom

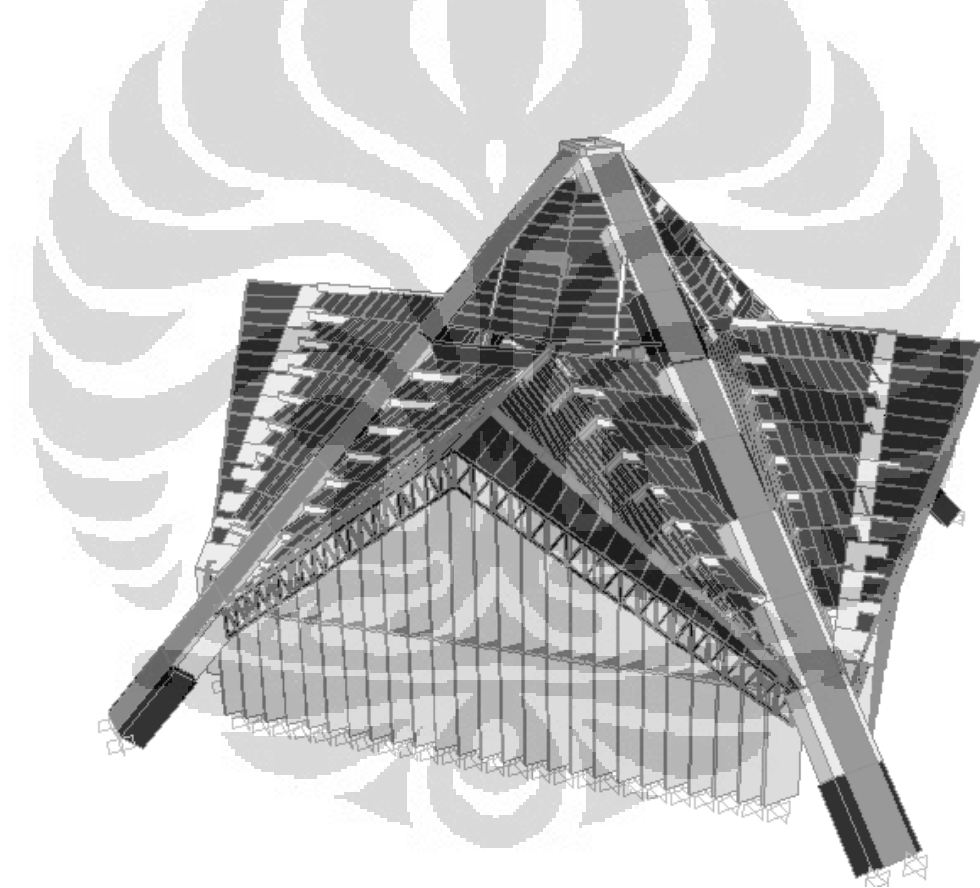
$$\phi V_n = 0.75(V_c + V_s) = 0.75(2517.72 + 527.79) = 2284.13 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{OK}$$

Kesimpulan : Kolom yang digunakan adalah kolom non-prismatis dengan dimensi penampang bawah (2200 x 900 mm) dan dimensi penampang atas (1400 x 900 mm) dengan tulangan pokok 72D19 dan tulangan sengkang Ø10-100 mm.

4.9 Analisa Struktur Varian 4

4.9.1 Pemodelan 3 Dimensi

Varian yang ketiga terdiri dari empat pasang kolom utama yang berbentuk non-prismatis dengan ukuran penampang bagian paling bawah 2200 x 900 mm dan ukuran penampang bagian paling atas 1400 x 900 mm. Dimana, yang bervariasi hanya penampang bagian tingginya saja (sumbu x), sementara penampang bagian lebar kolom (sumbu y), ukurannya tetap sepanjang penampang. Masing-masing pasangan kolom dihubungkan dengan pelat beton setebal 165 mm.



Gambar 4. 77 Pemodelan struktur Varian 4

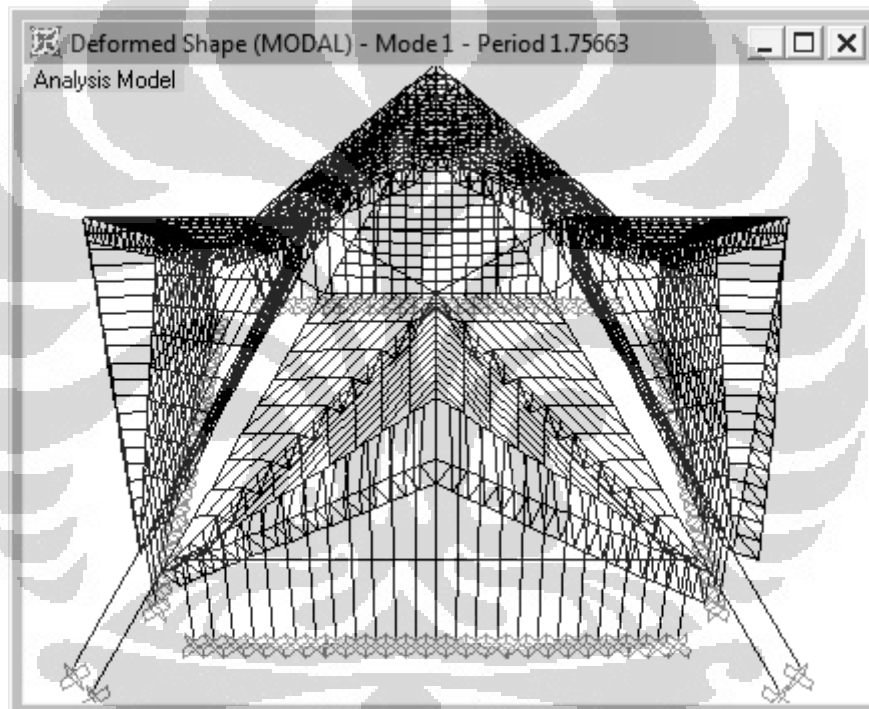
Dalam analisa dinamik yang dilakukan, digunakan 145 pola ragam getar dan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar dapat dilihat pada Tabel 4.19 berikut :

Tabel 4. 19 Modal participating mass ratios

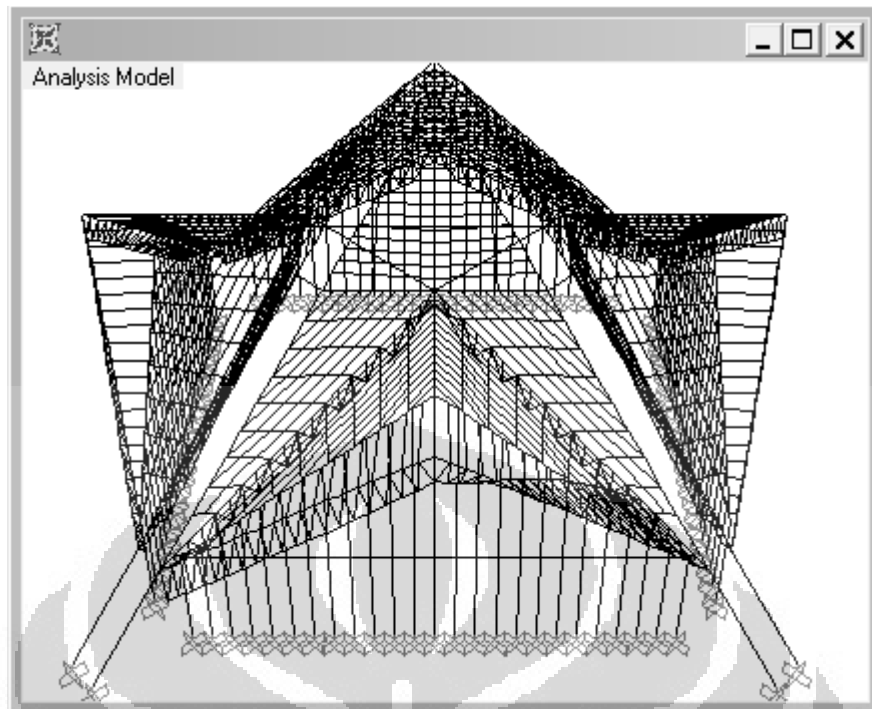
OutputCase	ItemType	Item	Dynamic
Text	Text	Text	Percent
MODAL	Acceleration	UX	90
MODAL	Acceleration	UY	90
MODAL	Acceleration	UZ	27

Dari Tabel 4.19 di atas terlihat bahwa 90% massa sudah tercakup dalam 145 modes untuk kedua arah (X dan Y).

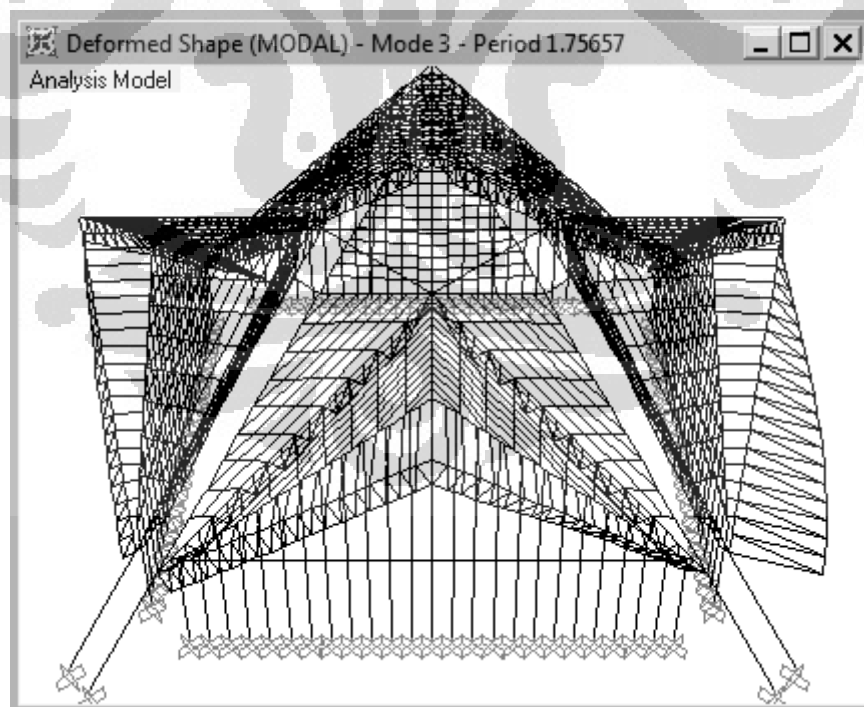
4.9.2 Visualisasi Deformasi



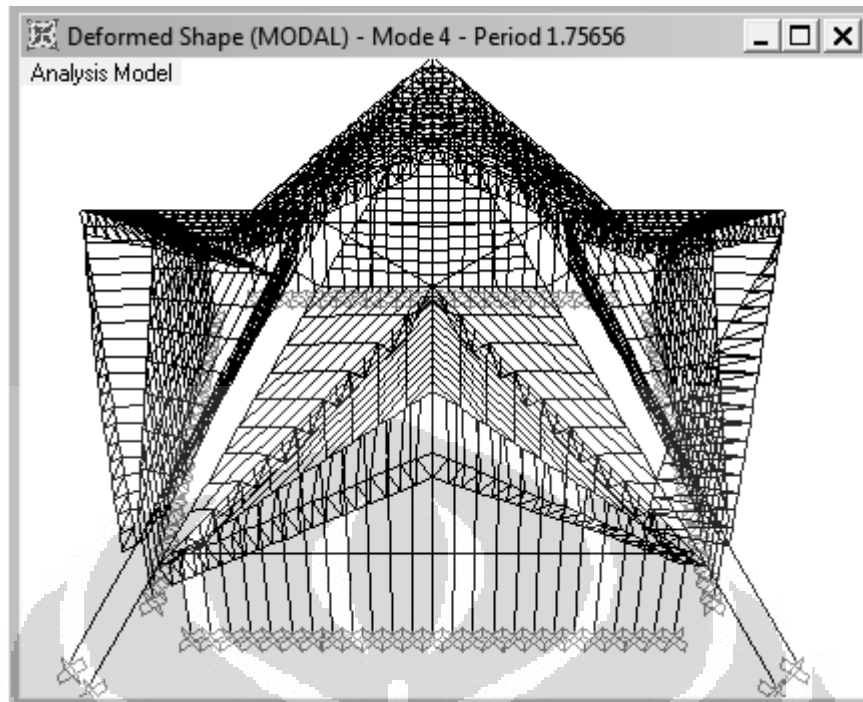
Gambar 4. 78 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 1



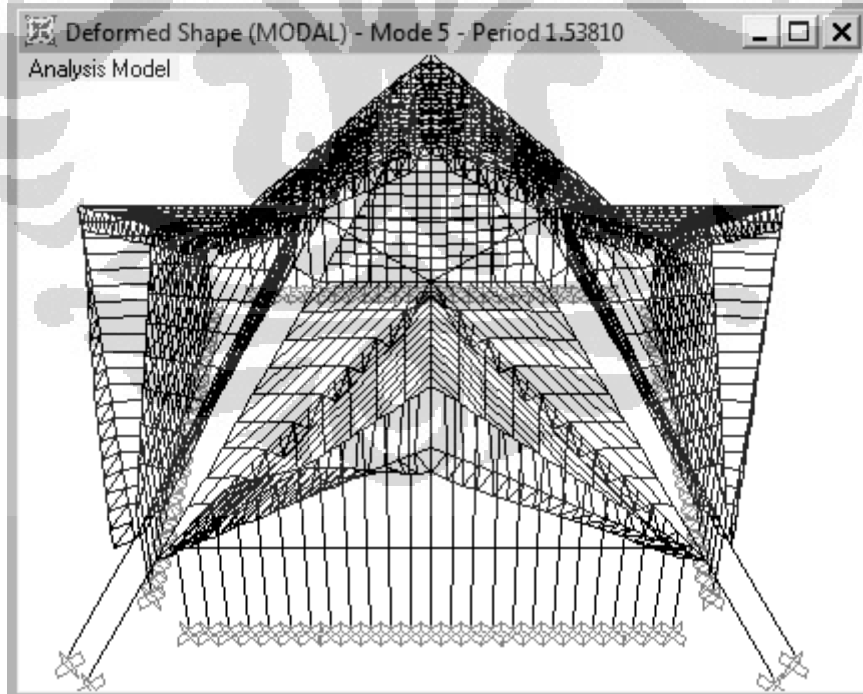
Gambar 4. 79 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 2



Gambar 4. 80 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 3

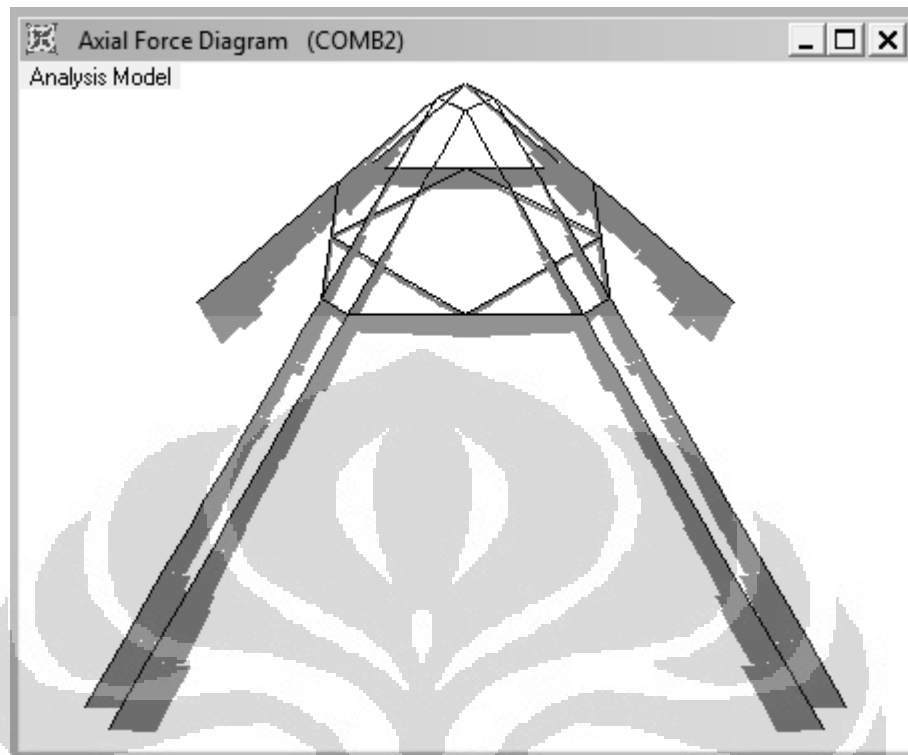


Gambar 4. 81 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 4

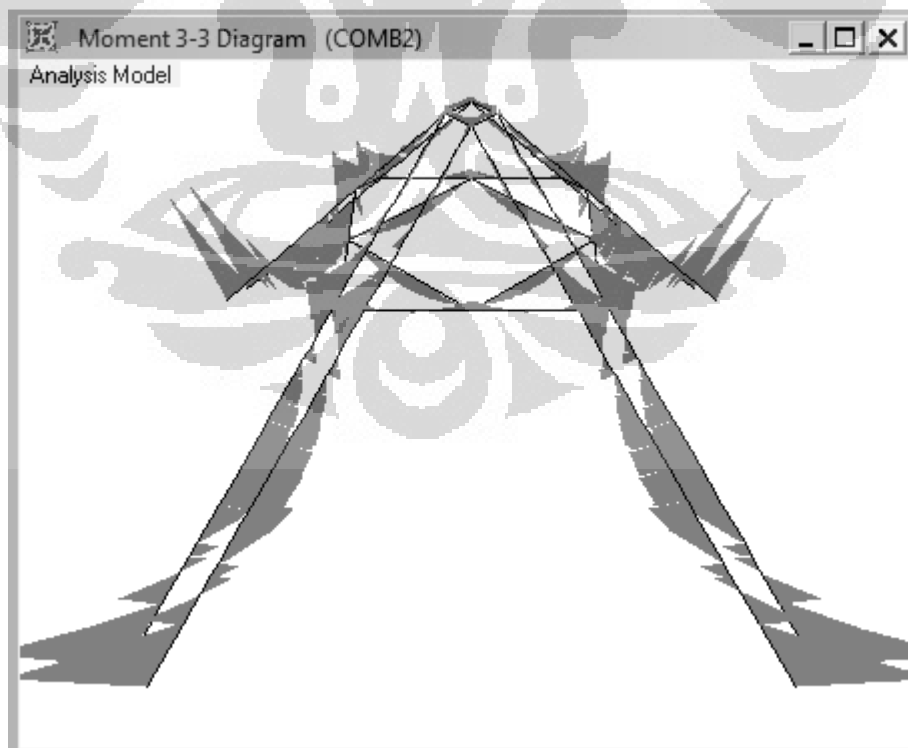


Gambar 4. 82 Bentuk deformasi struktur akibat ragam pola getar 5

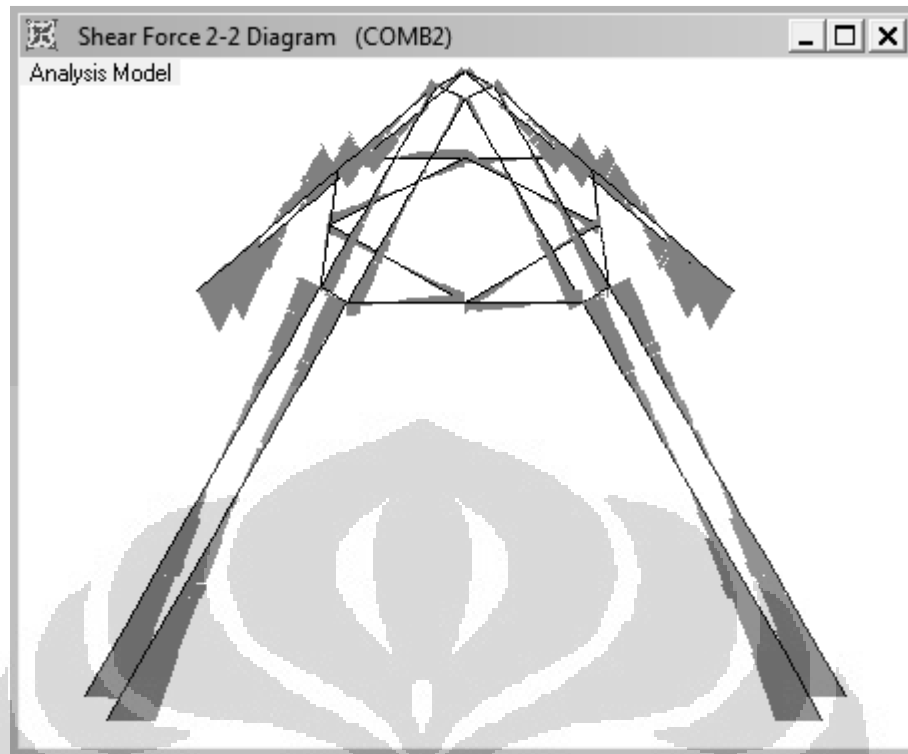
4.9.3 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Kombinasi 1.2DL + 1.6LL



Gambar 4. 83 Diagram gaya dalam aksial

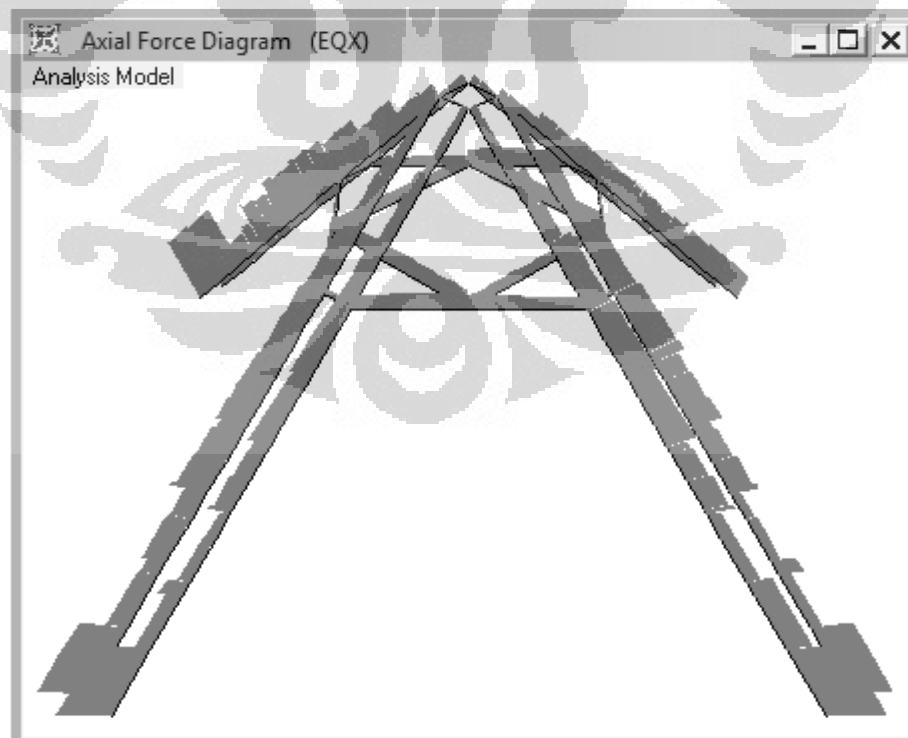


Gambar 4. 84 Diagram gaya dalam momen 3-3

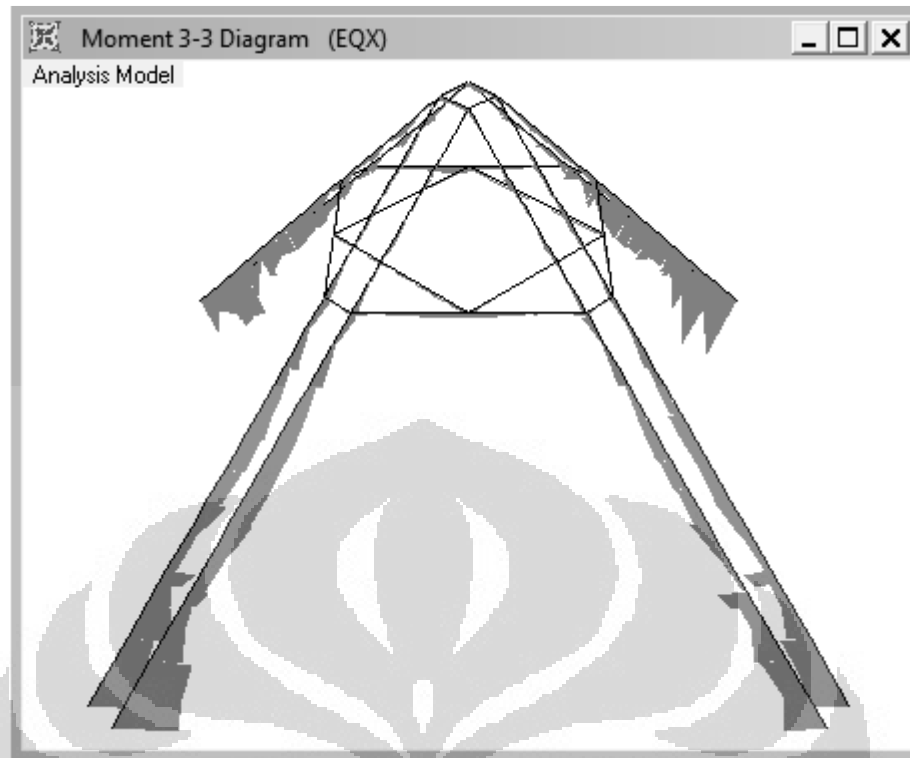


Gambar 4. 85 Diagram gaya dalam geser 2-2

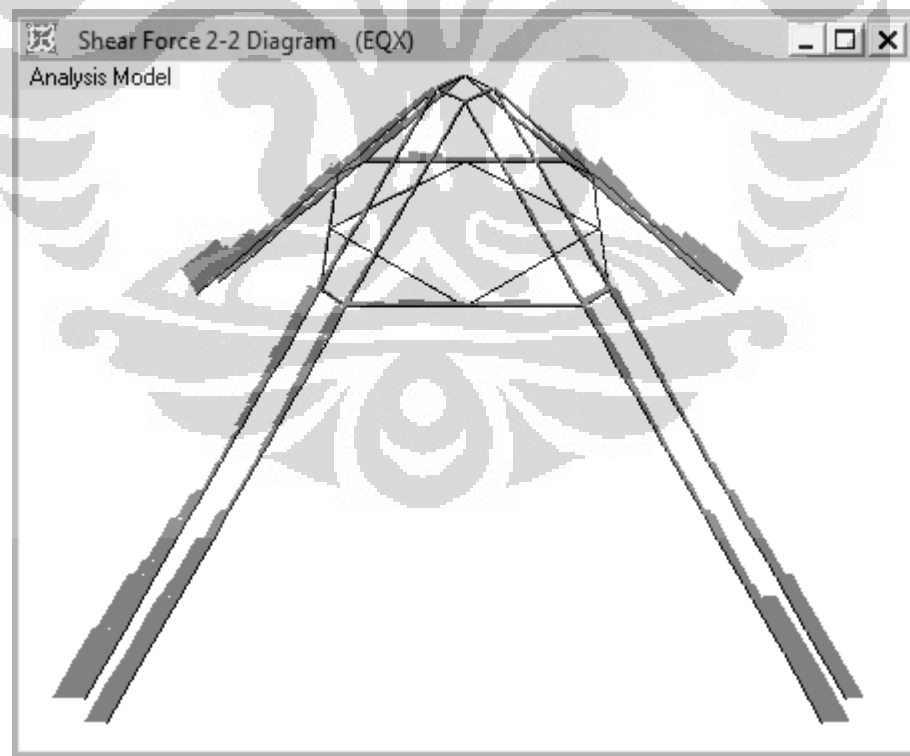
4.9.4 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah X (EQX)



Gambar 4. 86 Diagram gaya dalam aksial

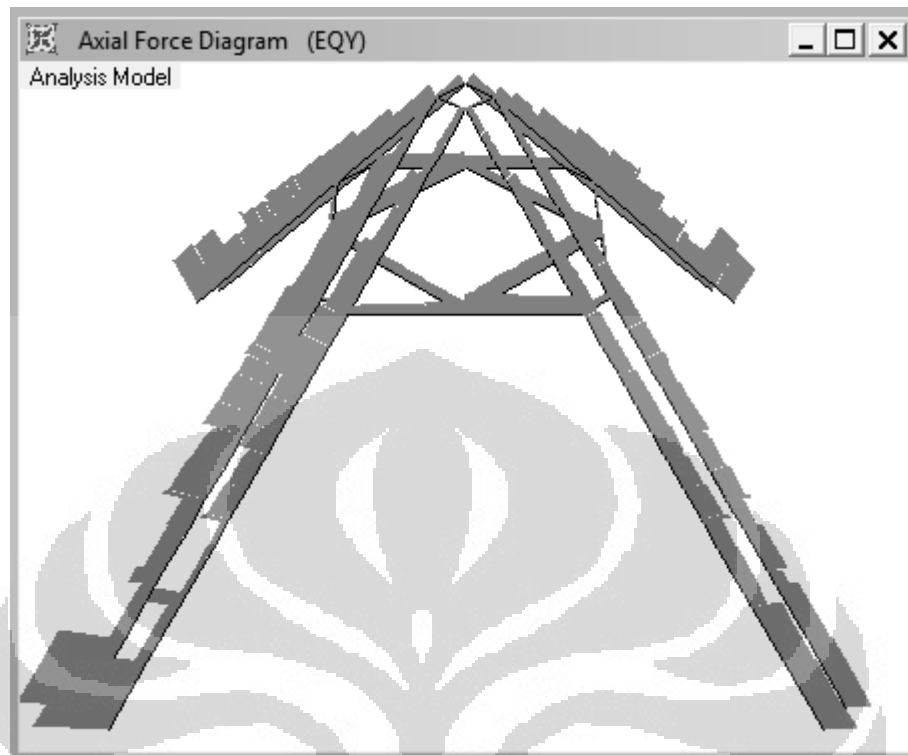


Gambar 4. 87 Diagram gaya dalam momen 3-3

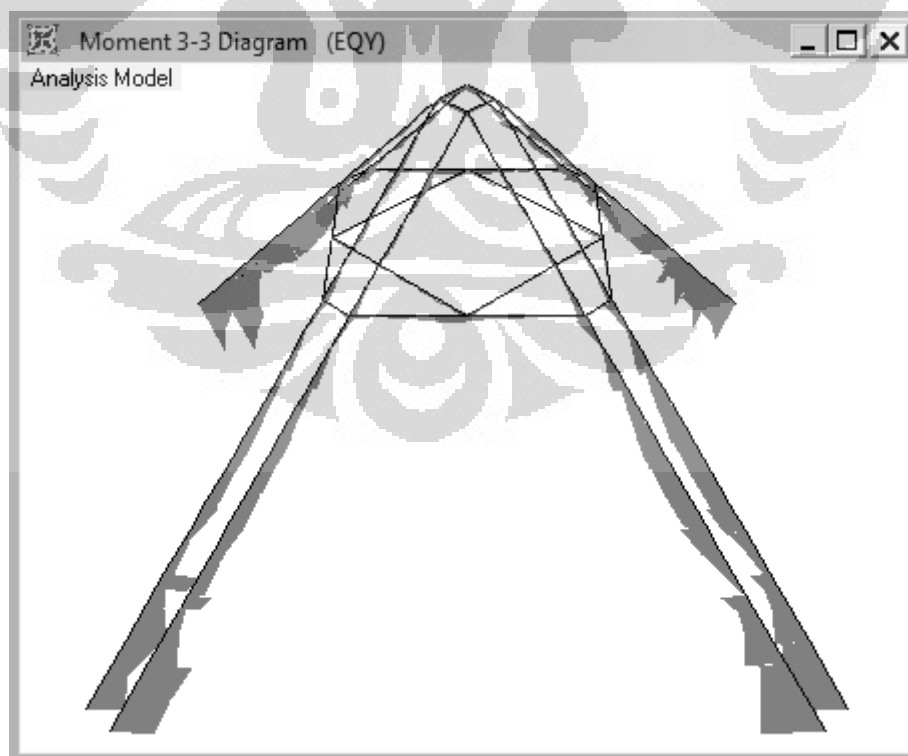


Gambar 4. 88 Diagram gaya dalam geser 2-2

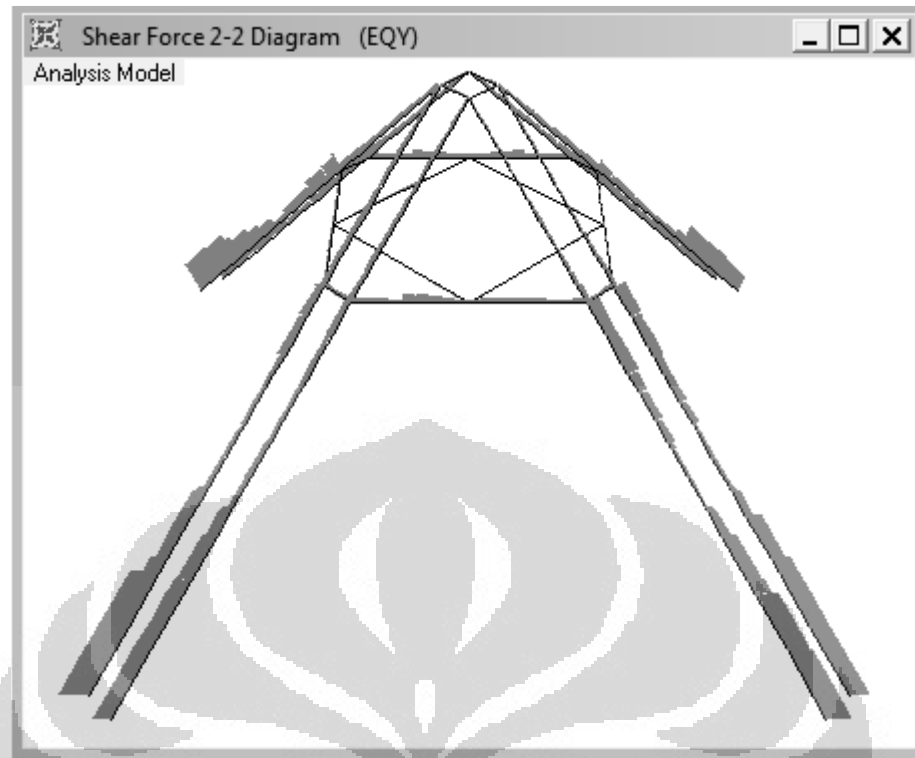
4.9.5 Diagram Gaya-gaya Dalam Akibat Beban Gempa Arah Y (EQY)



Gambar 4. 89 Diagram gaya dalam aksial

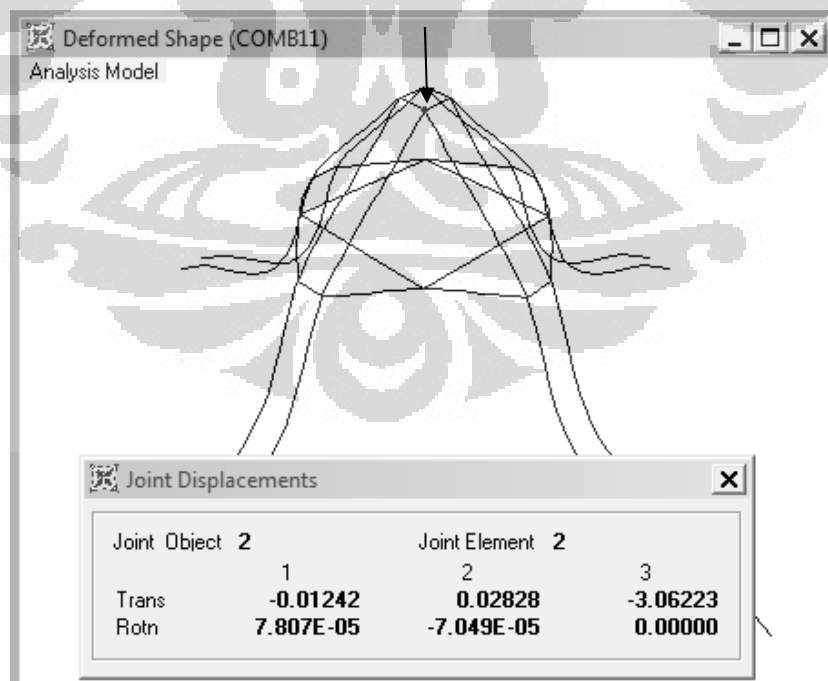


Gambar 4. 90 Diagram gaya dalam momen 3-3

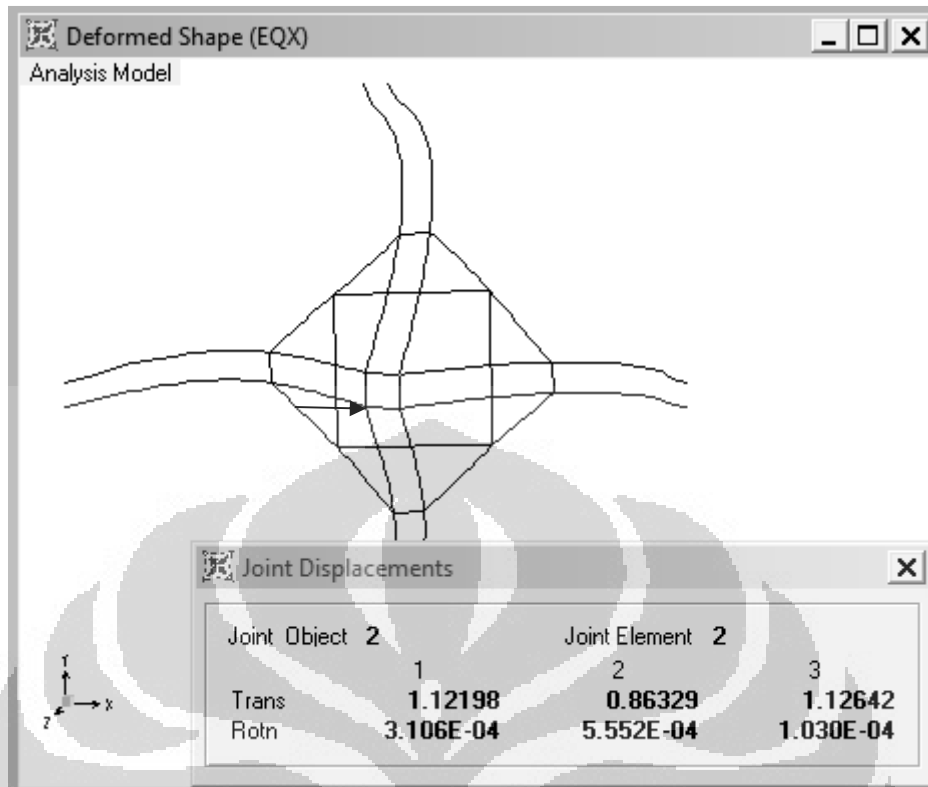


Gambar 4. 91 Diagram gaya dalam geser 2-2

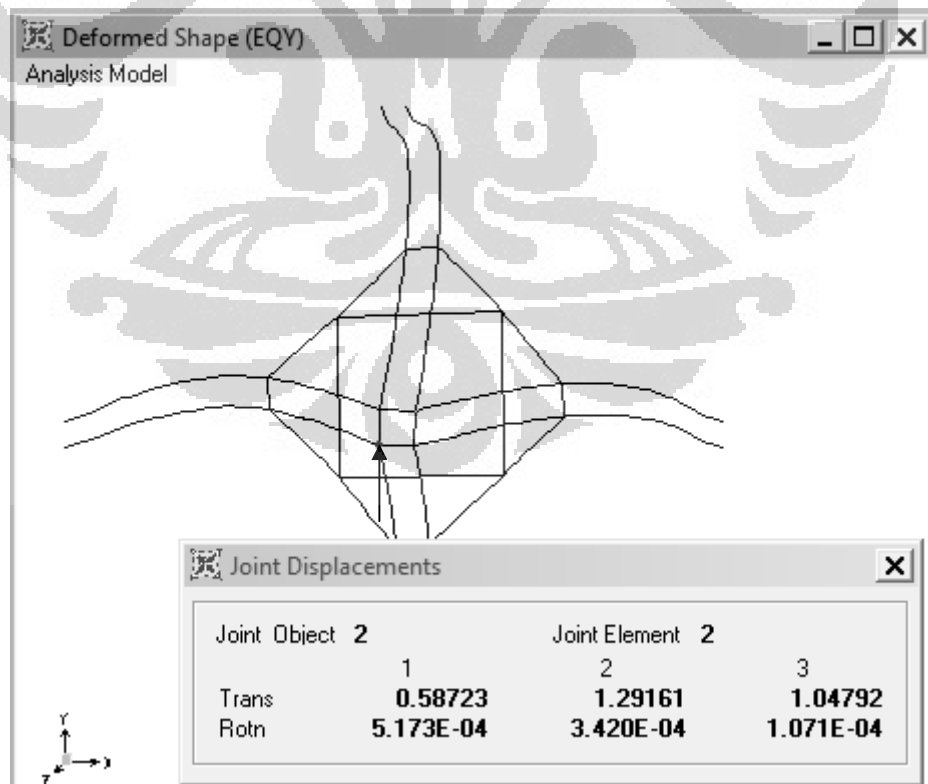
4.9.6 Joint Displacement (dalam mm)



Gambar 4. 92 Nilai lendutan pada joint-2 akibat kombinasi 1DL+1LL



Gambar 4. 93 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah X



Gambar 4. 94 Nilai lendutan pada joint-2 akibat beban gempa arah Y

4.9.7 Hasil Analisa Gaya Geser Dasar

Dari analisa dinamik yang dilakukan didapat gaya geser pada puncak bangunan seperti yang ditampilkan pada Tabel 4.21~4.22 berikut:

Tabel 4. 20 Gaya geser dasar statik Ekuivalen

Tinggi (m)	Berat Keseluruhan (kN)	w x h kNm	Vi kN
40.65	75,377.40	3,064,091.19	8,827.34

Karena dalam kasus ini gaya geser dasar untuk arah dari analisa dinamik kurang dari 80% hasil analisa statik, maka dilakukan penghitungan ulang dengan memperhitungkan faktor skala $0,8V_{st}/V_x$ (untuk gempa arah-x) dan $0,8V_{st}/V_y$ (untuk gempa arah-y).

Tabel 4. 21 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa x

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQX	LinRespSpec	Max	8827.56	5144.40	420.28

Tabel 4. 22 Gaya dinamik pada puncak bangunan akibat spektrum gempa y

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EQY	LinRespSpec	Max	5154.98	8827.85	427.69

4.9.8 Perhitungan Kekakuan Kolom

Elastisitas beton;

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} \rightarrow 4700 \times \sqrt{40} = 29,725.41 \text{ MPa}$$

Karena nilai E_c sama untuk semua penampang, maka tidak perlu dimasukkan dalam hitungan.

Karena pada varian 4 juga menggunakan kolom non-prismatis, maka perhitungan inersia penampang menggunakan pendekatan dengan mengambil dimensi penampang rata-rata.

Inersia penampang utuh kolom dengan dimensi rata-rata (1800x900);

$$0.7I_g = 0.7 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{0.7 \times 900 \times 1800^3}{12} = 3.06E+11 \text{ mm}^2$$

Panjang nominal kolom;

$$l_n (\text{kolom}) = 38,494.89 \text{ mm}$$

Inersia penampang utuh balok (1300/550);

$$2 \times 0.35I_g = 2 \times 0.35 \times \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \times 0.35 \times 550 \times 1300^3}{12} = 7.05E+10 \text{ mm}^2$$

Panjang nominal balok;

$$l_n (\text{balok}) = 18,992.89 \text{ mm}$$

$$\text{Momen akibat COMB 1} = 1.2 \text{ DL} = 4,114.42 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen akibat COMB 2} = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 4,329.69 \text{ kNm}$$

$$\text{Jadi; } \beta_d = \frac{1.2DL}{1.2DL+1.6LL} = \frac{4,114.42}{4,329.69} = 0.95$$

$$I/l_c = \frac{3.06E+11}{38,494.89} + \frac{3.06E+11}{18,992.89} = 2.41E+07$$

$$I/l_b = \frac{7.05E+10}{3,300.00} + \frac{7.05E+10}{18,992.89} = 2.51E+07$$

4.9.9 Menentukan Panjang Tekuk Kolom

Cek goyangan,

$$Q = \frac{\sum Pu\Delta_0}{Vu \times lc} = \frac{33991.71 \times 1.29}{8827.34 \times 38494.89} = 0.00013 < 0.05 \text{ (non sway)}$$

Kolom bagian bawah $\rightarrow \psi_B = 1 \rightarrow$ karena perletakan ujung jepit

$$\text{Kolom bagian atas; } \psi_A = \frac{I/lc}{I/lb} = 0.96$$

$$\psi_m = \frac{\psi_A + \psi_B}{2} = \frac{0.96 + 1.00}{2} = 0.98$$

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} = \frac{20 - 0.98}{20} = 0.95 \rightarrow \psi_m < 2$$

Jadi, panjang tekuk kolom, $kc = k \times Ln = 0.95 \times 38,494,89 = 36,608.39$ mm

4.9.10 Cek Faktor Kelangsingan Kolom

Nilai r untuk kolom adalah;

$$r = 0.3 \times h = 0.3 \times 1800 = 540 \text{ mm}$$

$$\frac{k \times Ln}{r} > 100 \Rightarrow \frac{36,608.39}{540} = 67.79 > 22$$

∞ Faktor kelangsingan diperhitungkan.

4.9.11 Perhitungan Perbesaran Momen

$$EI_{kolom} = \frac{0.4Ec Ig}{(1 + \beta d)} = \frac{0.4 \times 29,725.41 \times 3.06E+11}{(1 + 0.95)} = 1.87E+15$$

$$\text{Beban kritis, } P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(k ln)^2} = 13,746.95 kN$$

$$\text{Faktor, } C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M1}{M2} = 0.6 + 0.4 \times \frac{2,302.30}{5,102.03} = 0.78 \geq 0.4 \rightarrow OK$$

$$\text{Faktor perbesaran momen, } \delta_{ns} = \frac{0.78}{1 - \frac{4,329.69}{0.75 \times 13,746.95}} = 1.35 \geq 1.00 \rightarrow OK$$

$$\text{Momen terfaktor, } M_c = \delta_s \times M_2 = 1.35 \times 5,102.03 = 6,865.07 \text{ kNm}$$

4.9.12 Displacement pada Puncak Bangunan

Tabel 4.23~4.24 di bawah ini menunjukkan nilai *displacement* struktur pada puncak bangunan untuk beban gempa arah-X dan arah-Y dalam satuan mm.

Tabel 4. 23 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-x

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
2	EQX	LinRespSpec	Max	0.60	0.40
3	EQX	LinRespSpec	Max	0.59	0.37
6	EQX	LinRespSpec	Max	0.62	0.38
7	EQX	LinRespSpec	Max	0.63	0.39

Tabel 4. 24 Displacement joint-joint puncak bangunan akibat gempa arah-y

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2
Text	Text	Text	Text	mm	mm
2	EQY	LinRespSpec	Max	0.40	0.64
3	EQY	LinRespSpec	Max	0.38	0.59
6	EQY	LinRespSpec	Max	0.39	0.63
7	EQY	LinRespSpec	Max	0.41	0.60

Dari hasil analisa simpangan akibat pembebanan gempa, diperoleh hasil **simpangan maksimum** terjadi pada *joint 2*.

Untuk memenuhi kinerja batas layan struktur gedung, dimana peretakan beton dan deformasi lateral yang berlebihan dapat dibatasi, simpangan antartingkat (Δ_i) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus memenuhi syarat:

$$\Delta_i < 0,03/R^x h_i \text{ dan } \Delta_i < 30 \text{ mm}$$

Untuk ketinggian bangunan (40,650 mm) maka batas simpangan antar tingkat :

$$\Delta_i < \frac{0,03}{3,5} \times 40,650 \rightarrow \Delta_i < 348.43 \text{ mm atau } 30 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_7 = 0.64 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$$

Disamping kinerja batas layan di atas, untuk memenuhi kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antartingkat (Δ_i) menurut SNI 03-1726-2002 Pasal 8.1.2 harus pula memenuhi syarat :

$$\Delta_M = \zeta \times R \times \Delta_S \rightarrow \zeta = \frac{0.7R}{Scale\ Factor} = \frac{0.7 \times 3.5}{1} = 2.45$$

$$\Delta_M = 2.45 \times 3.50 \times 0.64 = 5.488 \text{ mm}$$

$$\Delta_i < 0,02 \times h, \text{ untuk } h = 40,650 \text{ mm, maka } \Delta_i \leq 813.00 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta_7 = 5.489 \text{ mm} \ll 813.00 \text{ mm} \rightarrow \text{(OK !)}$$

4.9.13 Perencanaan Lentur Kolom

- o Perencanaan penulangan lentur dan aksial

Untuk perencanaan lentur kolom non-prismatis (tapped), digunakan pendekatan dengan membagi kolom menjadi beberapa segmen dengan dimensi yang berbeda-beda sesuai gambar varian 3.

$$\text{Kuat beton (f'c)} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat tarik baja untuk tulangan lentur (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat tarik baja untuk tulangan geser (fys)} = 400 \text{ Mpa}$$

- o Penampang ukuran 2200 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.032\%$)

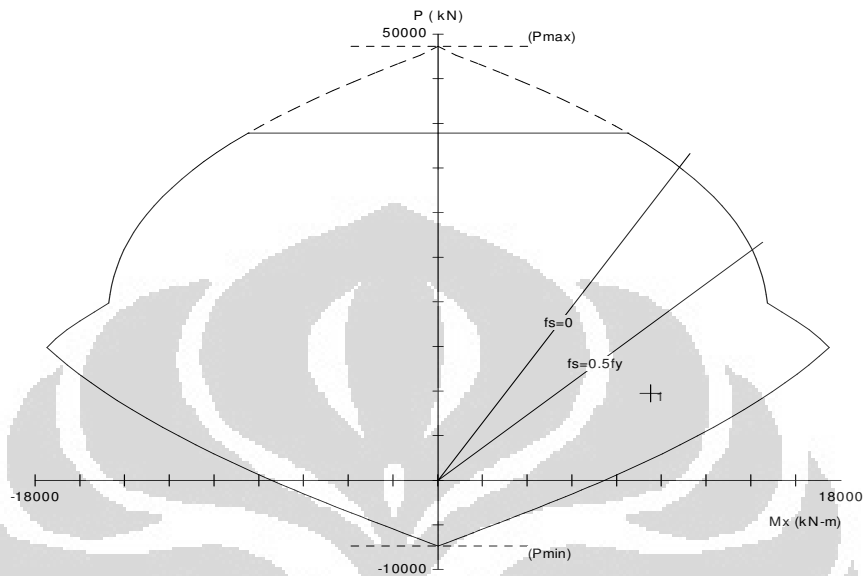
$$\text{Selimut beton} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi tertekan ke tulangan tarik (dx)} = 2140 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi tertekan ke tulangan tarik (dy)} = 840 \text{ mm}$$

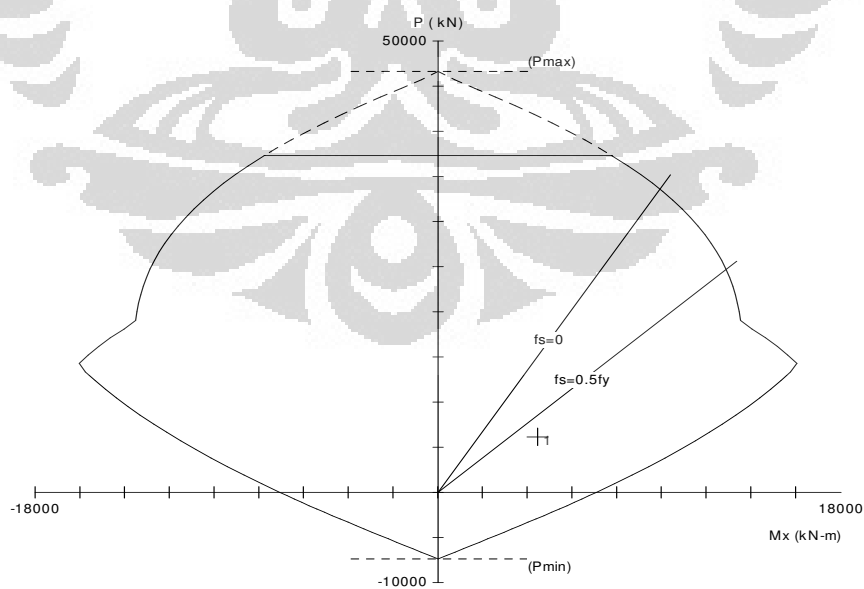
$$\text{Jari tepi tertekan ke tulangan tekan (d')} = 60 \text{ mm}$$

Kolom dianalisa menggunakan *software pcaColumn* dengan memasukkan nilai beban terfaktor sehingga diperoleh diagram interaksi sebagai berikut:



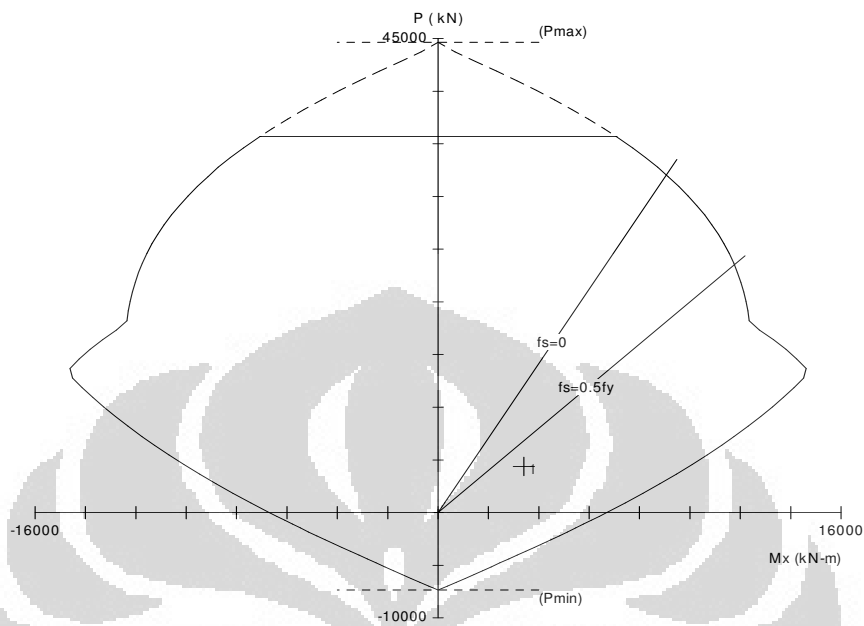
Gambar 4. 95 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 2100 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.081\%$)



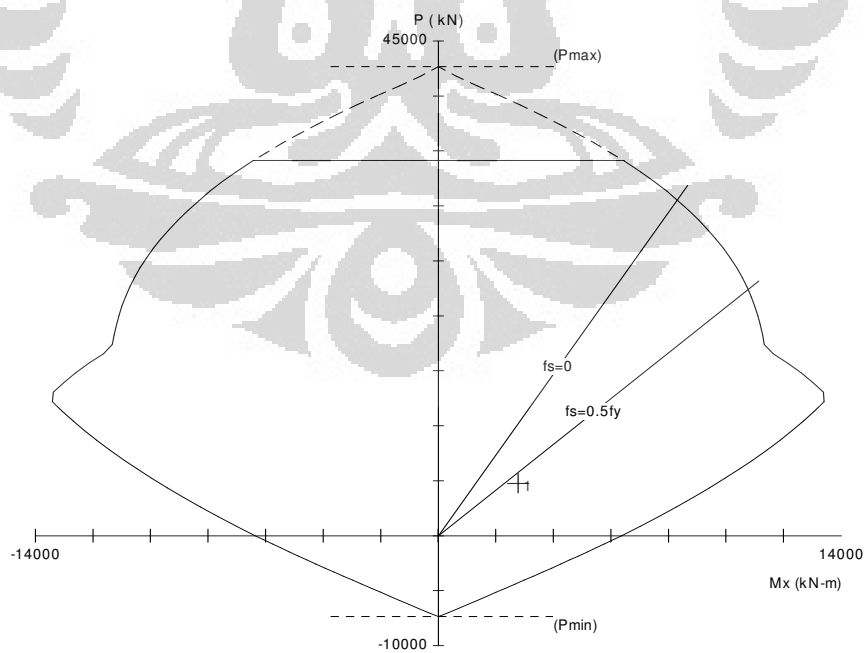
Gambar 4. 96 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 2000 x 900 mm (72 D19)



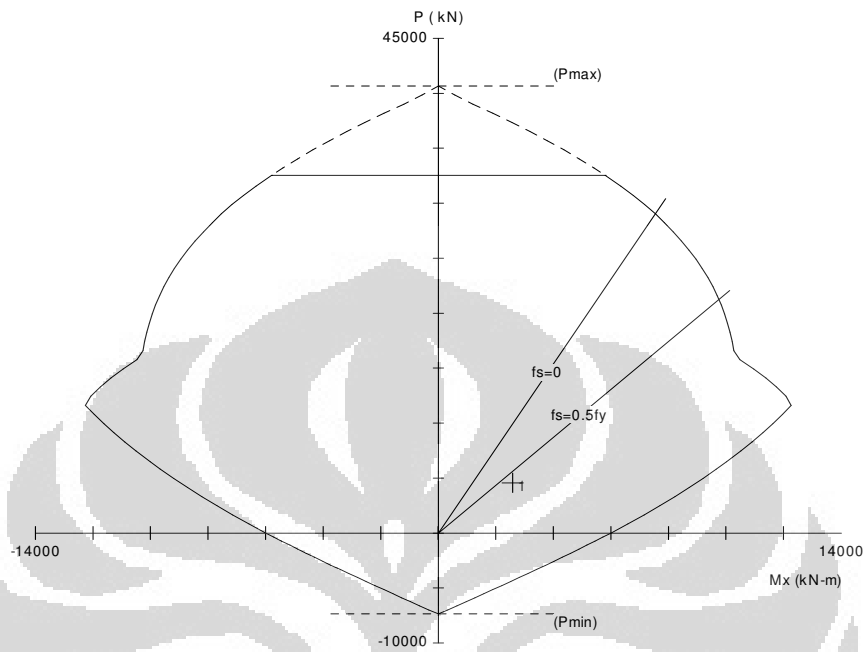
Gambar 4. 97 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1900 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.20\%$)



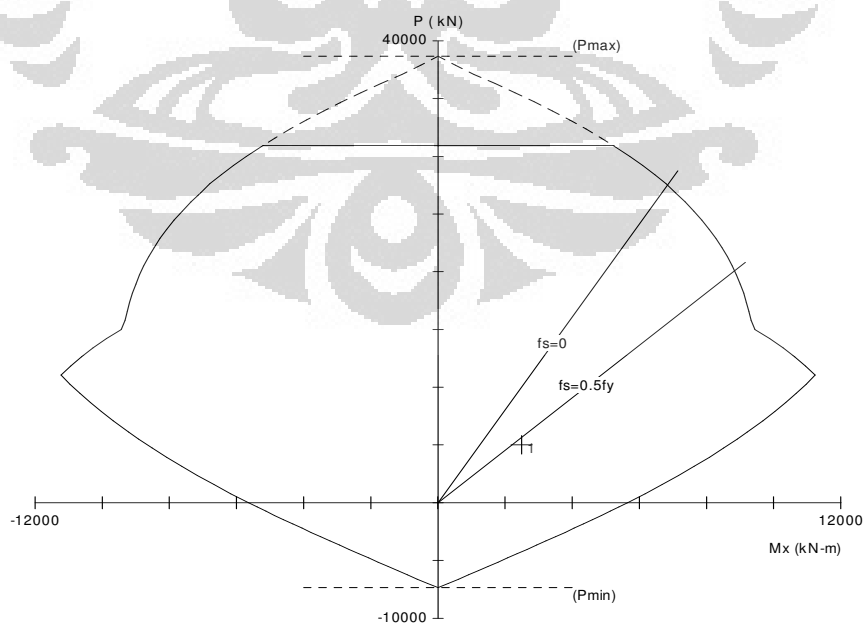
Gambar 4. 98 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1800 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.26\%$)



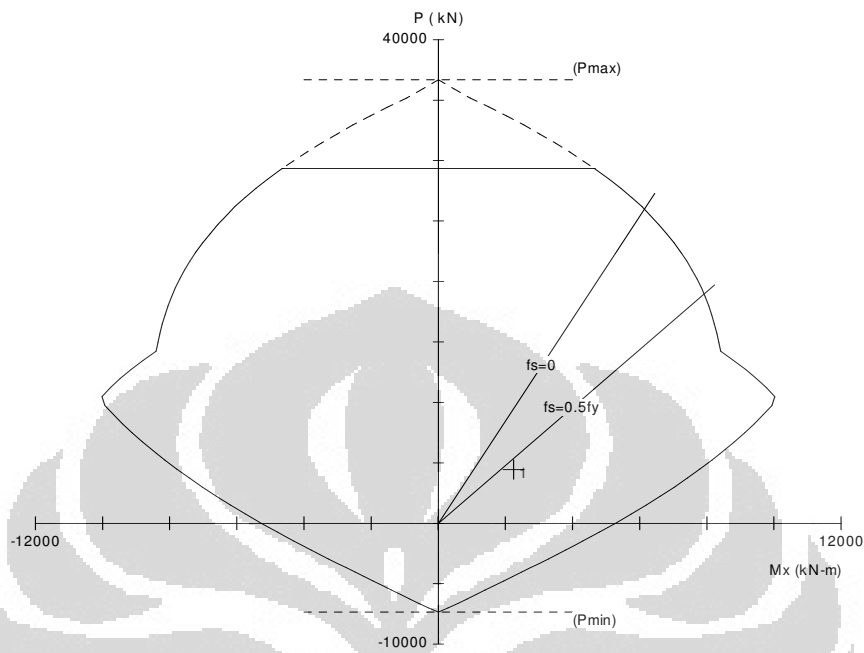
Gambar 4. 99 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1700 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.34\%$)



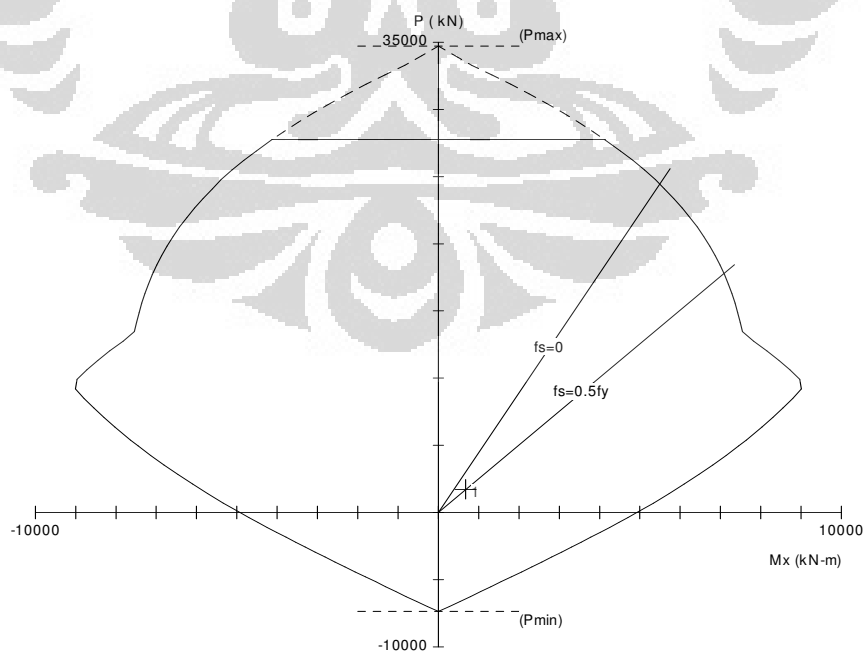
Gambar 4. 100 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1600 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.42\%$)



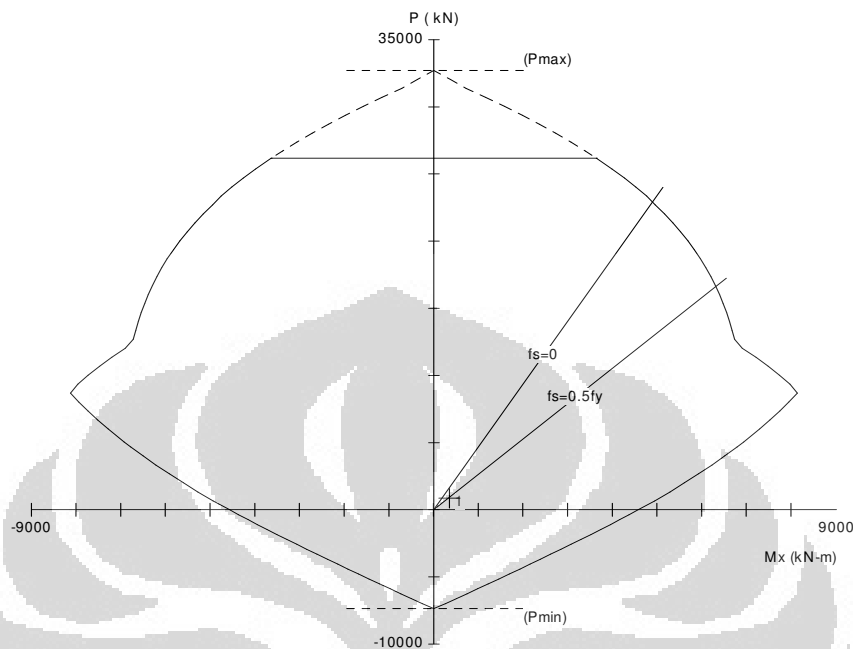
Gambar 4. 101 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1500 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.51\%$)



Gambar 4. 102 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

- Penampang ukuran 1400 x 900 mm (72 D19, $\rho = 1.62\%$)



Gambar 4. 103 Diagram interaksi kolom arah sumbu kuat

4.9.14 Perencanaan Geser

4.9.14.1 Arah sumbu kuat

Kuat geser rencana kolom diambil = 1551.28 kN

- Kuat geser yang disumbangkan oleh beton

$$V_c = \left(1 + \frac{9748.94 \times 10^3}{14 \times 1980000} \right) \left(\frac{\sqrt{40}}{6} \right) 900 \times 2140 = 2744.18 \text{ kN}$$

- Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2 \text{ (diameter 10 dengan 2 kaki)}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.08 \times 400 \times 2140}{100} = 1344.60 \text{ kN}$$

c. Kuat geser kolom

$$\phi V_n = 0.75(V_c + V_s) = 0.75(2744.18 + 1344.60) = 3066.59 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{OK}$$

4.9.14.2 Arah sumbu lemah

Kuat geser rencana kolom diambil = 737.315 kN

a. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton arah sumbu 2 penampang

$$V_c = \left(1 + \frac{9748.94 \times 10^3}{14 \times 1980000} \right) \left(\frac{\sqrt{40}}{6} \right) 2200 \times 840 = 2633.05 \text{ kN}$$

b. Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$$A_v = 157.08 \text{ mm}^2 \text{ (diameter 10 dengan 2 kaki)}$$

$$s = 100 \text{ mm}$$

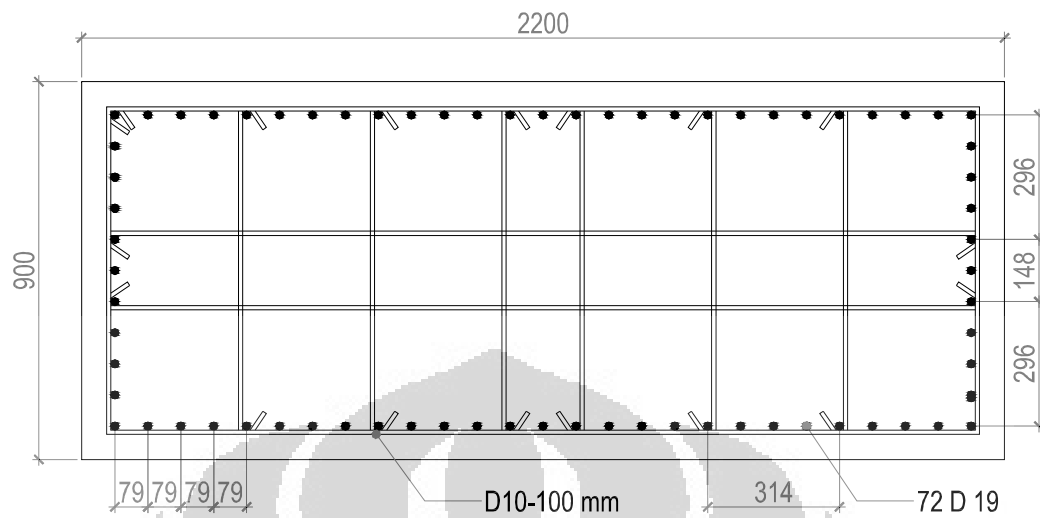
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{157.08 \times 400 \times 840}{100} = 527.79 \text{ kN}$$

c. Kuat geser kolom

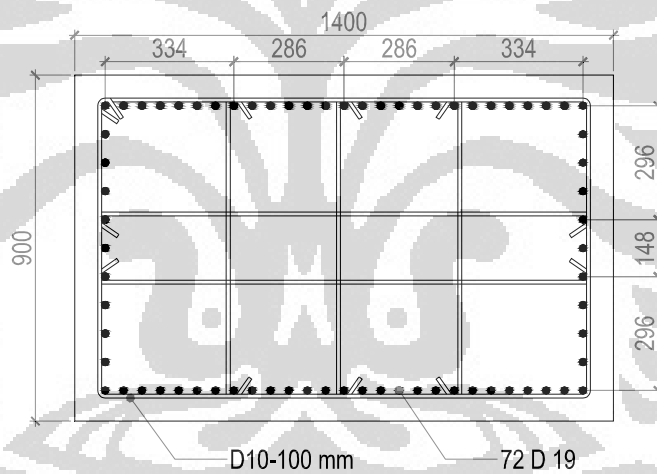
$$\phi V_n = 0.75(V_c + V_s) = 0.75(2633.05 + 527.79) = 2370.63 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{OK}$$

Kesimpulan : Kolom yang digunakan adalah kolom non-prismatis dengan dimensi penampang bawah (2200 x 900 mm) dan dimensi penampang atas (1400 x 900 mm) dengan tulangan pokok 72D19 dan tulangan sengkang $\emptyset 10$ -100 mm.

4.9.15 Visualisasi Hasil



Gambar 4. 104 Detail penulangan kolom dimensi penampang paling bawah



Gambar 4. 105 Detail penulangan kolom dimensi penampang paling atas

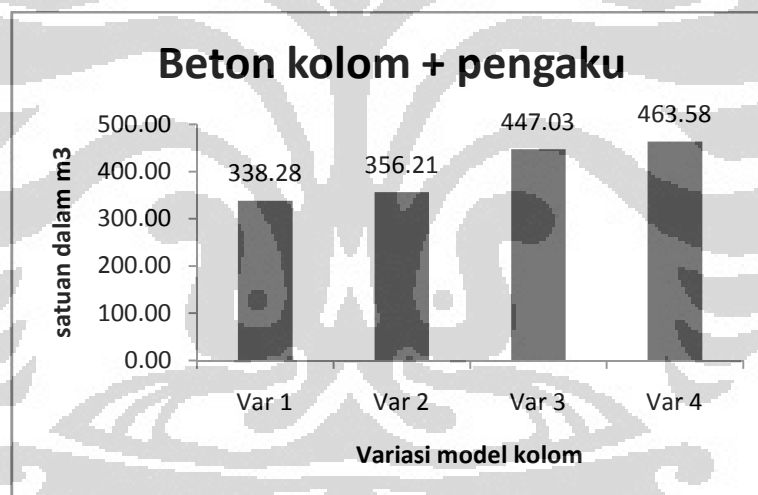
4.10 Evaluasi Perilaku Struktur

4.10.1 Evaluasi Berdasarkan Properti Penampang

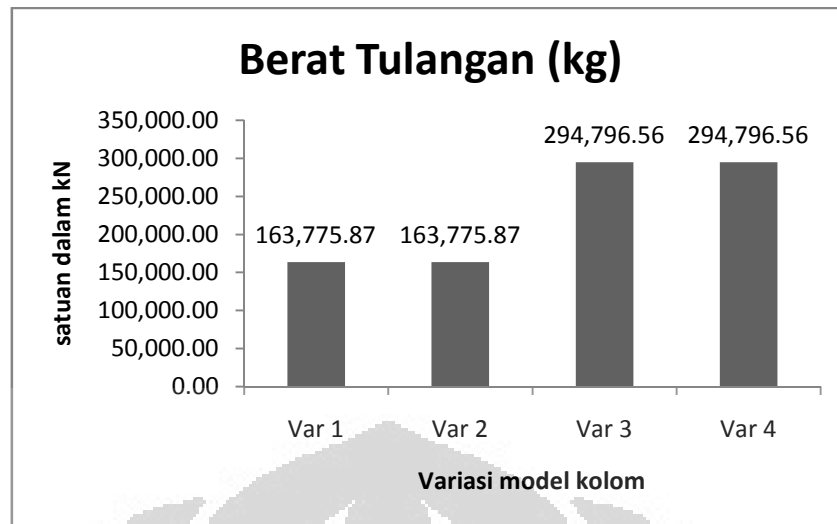
Evaluasi keempat varian model kolom berdasarkan properti penampang diantaranya adalah dimensi penampang, jenis pengaku/penghubung antar kolom yang digunakan, volume beton dan berat baja tulangan.

Tabel 4. 25 Perbandingan berdasarkan properties penampang

Item perbandingan	Berdasarkan properties penampang			
	Var 1	Var 2	Var 3	Var 4
Volume Beton (m ³)	338.28	356.21	447.03	463.58
Berat Tulangan (kg)	163,775.87	163,775.87	294,796.56	294,796.56



Gambar 4. 106 Perbandingan volume beton antar varian kolom



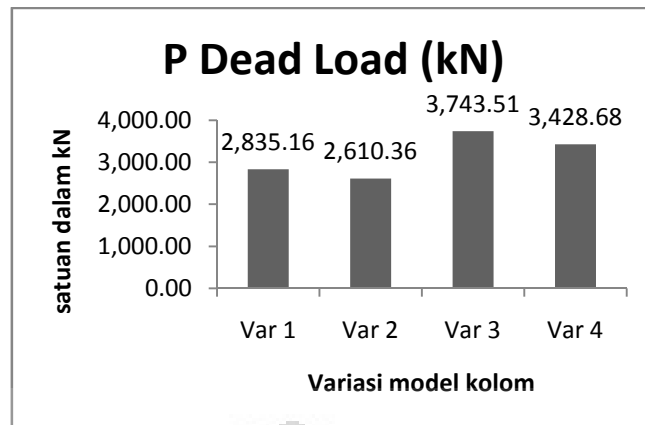
Gambar 4. 107 Perbandingan berat tulangan antar varian kolom

4.10.2 Evaluasi Berdasarkan Gaya-gaya Dalam

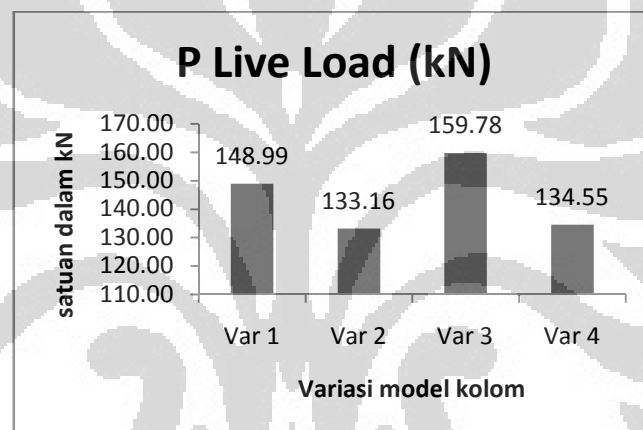
Gaya-gaya dalam yang dihasilkan oleh perhitungan struktur, berdampak pada desain penulangan yang digunakan. Dan reaksi perletakan yang dihasilkan akan berdampak pada penggunaan struktur bawah atau pondasi.

Tabel 4. 26 Perbandingan berdasarkan gaya-gaya dalam

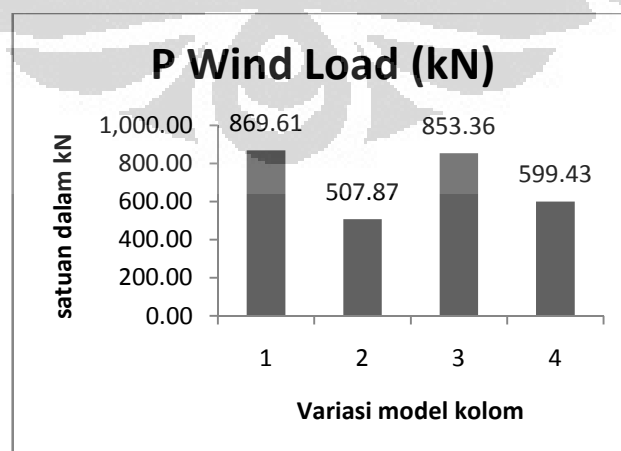
Item perbandingan	Berdasarkan gaya-gaya dalam			
	Var 1	Var 2	Var 3	Var 4
P Dead Load (kN)	2,835.16	2,610.36	3,743.51	3,428.68
P Live Load (kN)	148.99	133.16	159.78	134.55
P Wind Load (kN)	869.61	507.87	853.36	599.43
P Earthquake Load (kN)	1,817.65	1,571.19	2,116.45	1,934.27
M2 Dead Load (kNm)	1,902.24	1,860.06	4,364.83	4,137.39
M2 Live Load (kNm)	69.32	71.76	103.56	85.72
M2 Wind load (kNm)	263.49	640.89	73.67	920.42
M2 Earthquake Load (kNm)	1,551.56	2,651.08	2,116.45	1,934.27
Gaya geser dasar (kN)	7,749.15	7,170.13	8,660.87	8,827.34



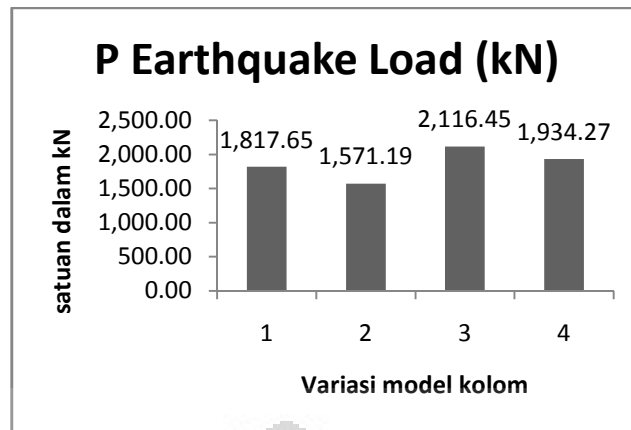
Gambar 4. 108 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan beban aksial DL



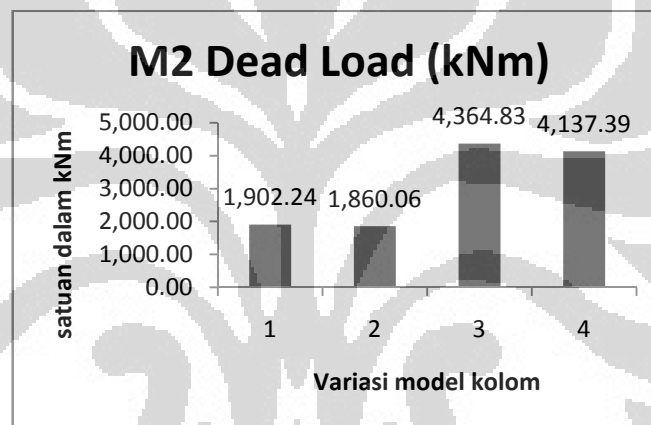
Gambar 4. 109 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan beban aksial LL



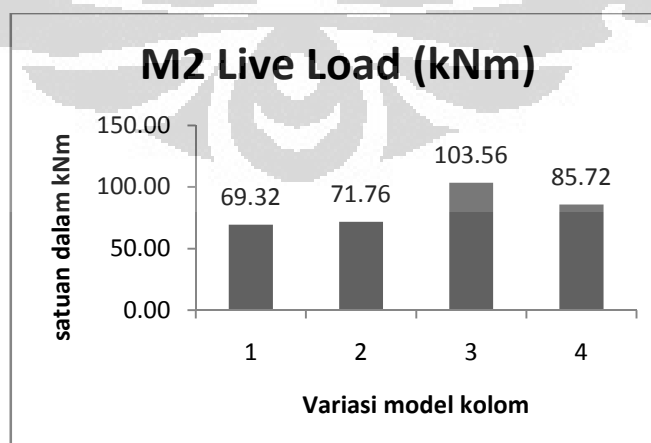
Gambar 4. 110 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan beban aksial WL



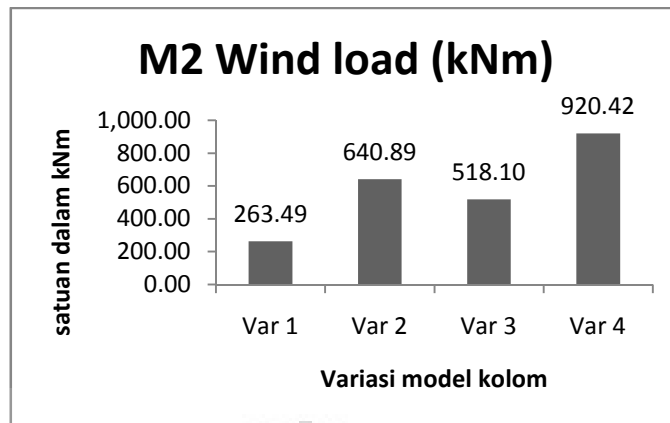
Gambar 4. 111 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan beban aksial EQL



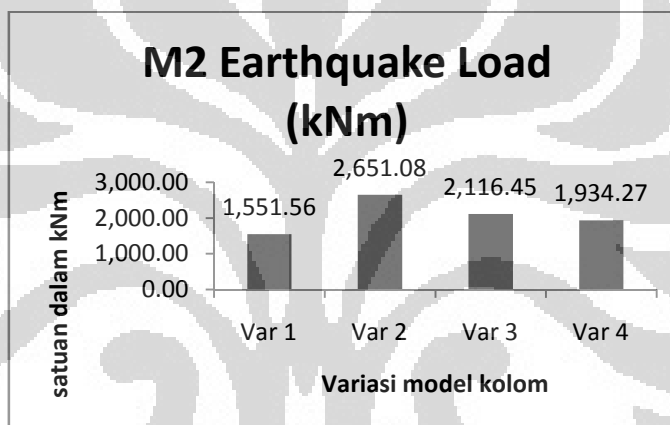
Gambar 4. 112 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan momen akibat DL



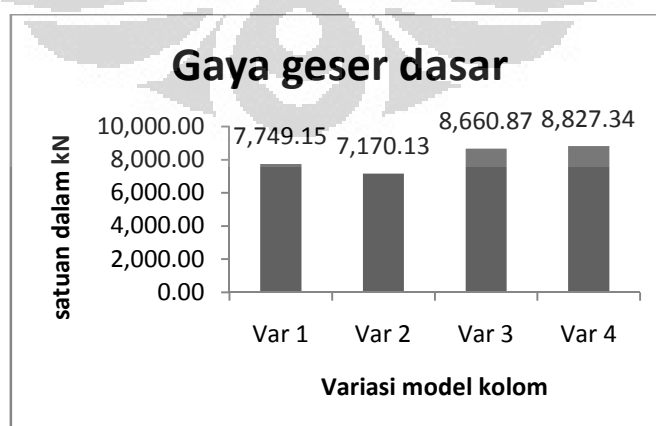
Gambar 4. 113 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan momen akibat LL



Gambar 4. 114 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan momen akibat WL



Gambar 4. 115 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan momen akibat EQL



Gambar 4. 116 Perbandingan varian antar kolom berdasarkan gaya geser dasar

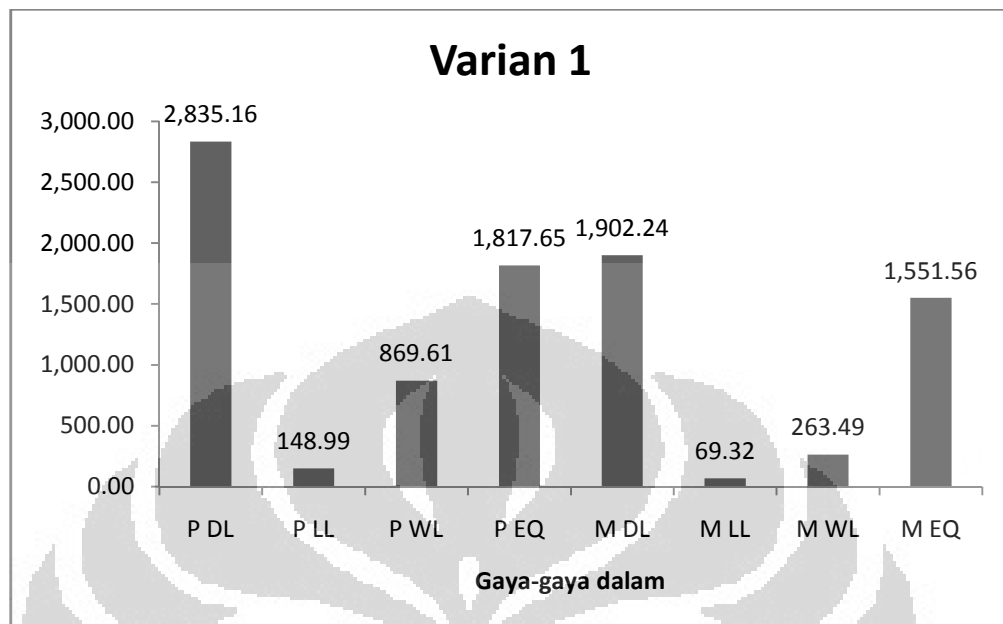
4.10.3 Evaluasi Berdasarkan *displacement*/Lendutan

Displacement yang dihasilkan berbanding lurus dengan keamanan dan kenyamanan bangunan. Oleh karena itu, dalam mendesain bangunan hal ini sangat diperhatikan agar dihasilkan *displacement* yang sekecil mungkin.

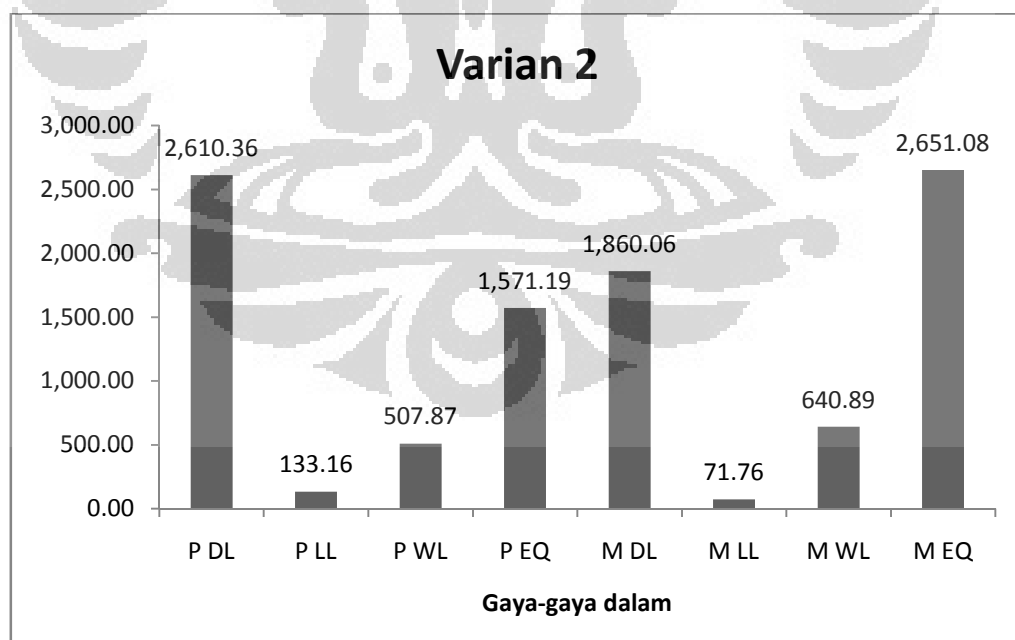
Tabel 4. 27 Perbandingan berdasarkan *displacement*/lendutan pada puncak bangunan

Item perbandingan	Berdasarkan <i>displacement</i> pada puncak bangunan			
	Var 1	Var 2	Var 3	Var 4
<i>Akibat EQX (mm):</i>				
<i>Joint 2</i>	1.90	0.82	1.10	0.60
<i>Joint 3</i>	1.90	0.81	1.11	0.59
<i>Joint 6</i>	1.99	0.82	1.33	0.62
<i>Joint 7</i>	2.00	0.83	1.34	0.63
<i>Akibat EQY (mm):</i>				
<i>Joint 2</i>	1.98	0.86	1.32	0.64
<i>Joint 3</i>	1.88	0.84	1.10	0.59
<i>Joint 6</i>	1.98	0.85	1.31	0.63
<i>Joint 7</i>	1.88	0.85	1.10	0.60

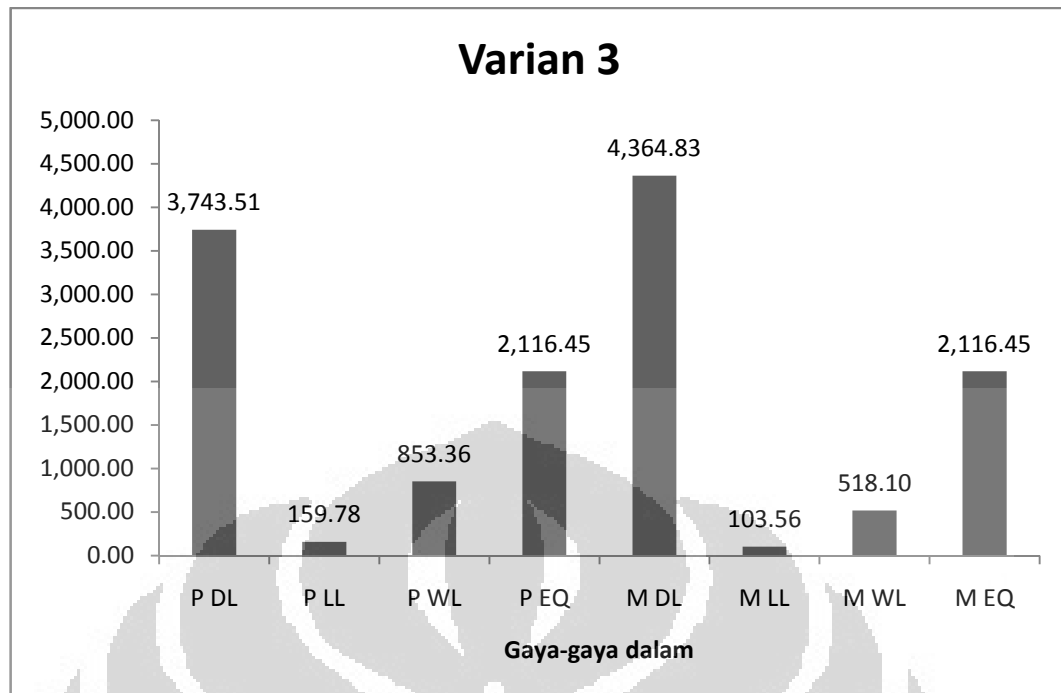
4.10.4 Resume Grafik Evaluasi



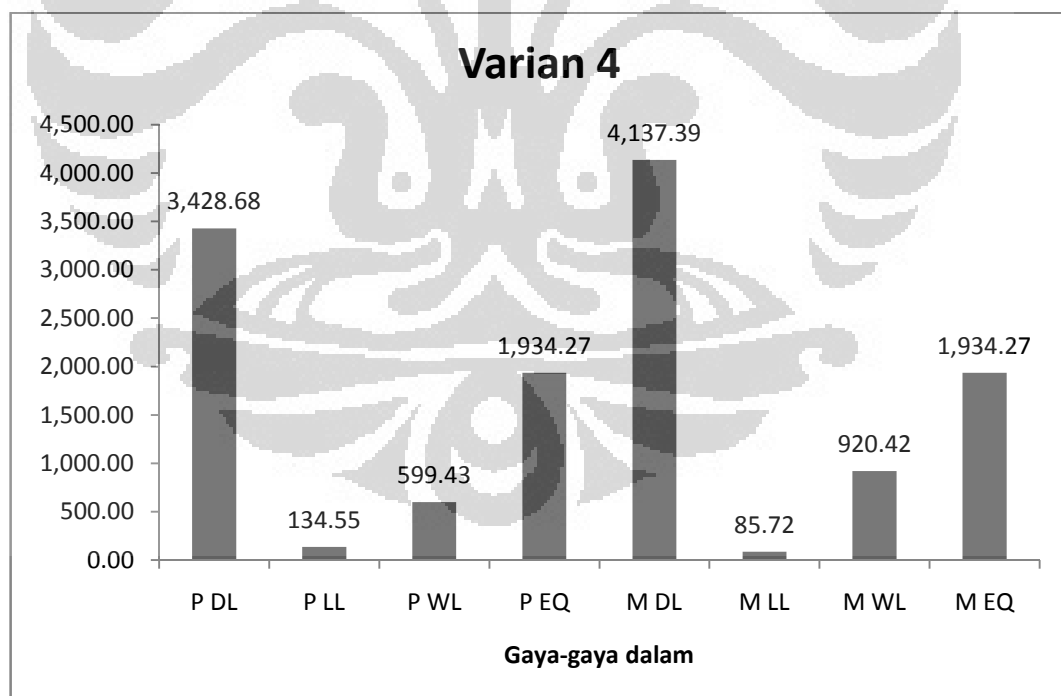
Gambar 4. 117 Resume gaya-gaya dalam kolom varian 1



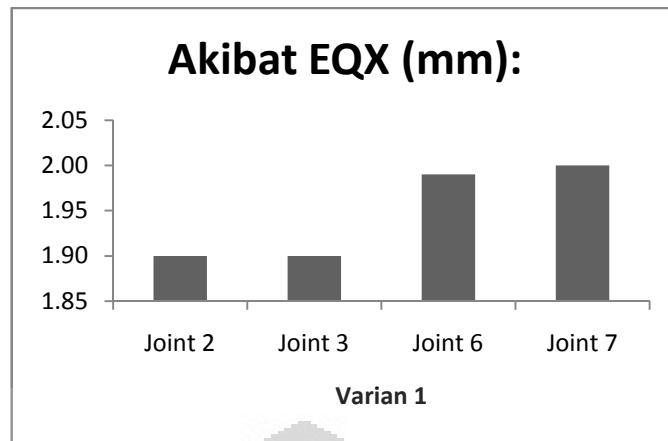
Gambar 4. 118 Resume gaya-gaya dalam kolom varian 2



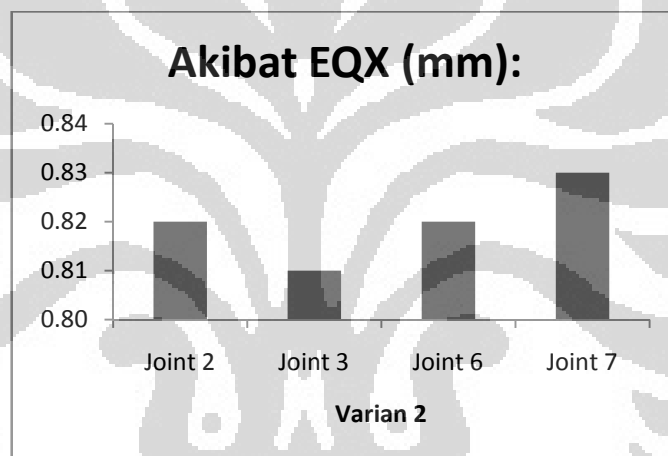
Gambar 4. 119 Resume gaya-gaya dalam kolom varian 3



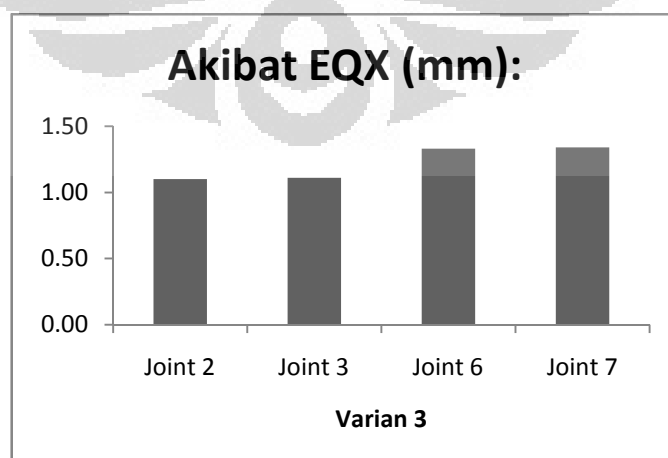
Gambar 4. 120 Resume gaya-gaya dalam kolom varian 4



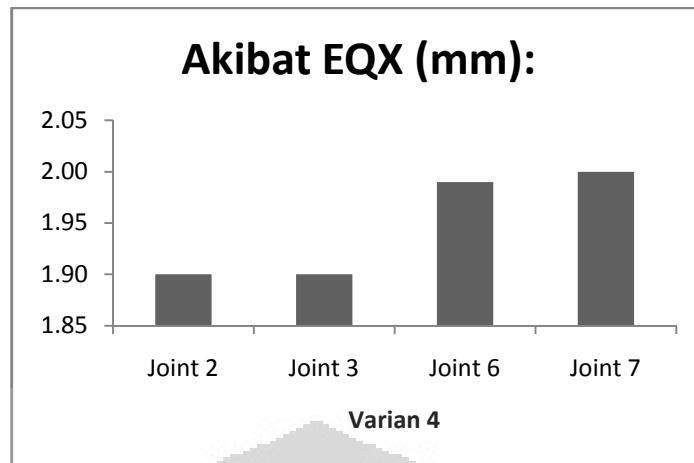
Gambar 4. 121 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQX



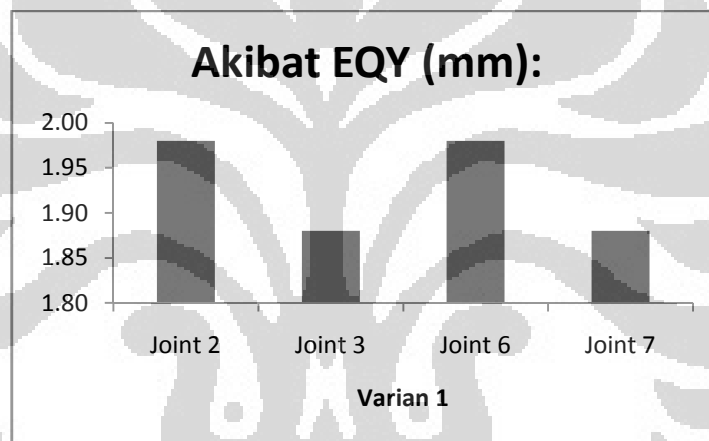
Gambar 4. 122 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQX



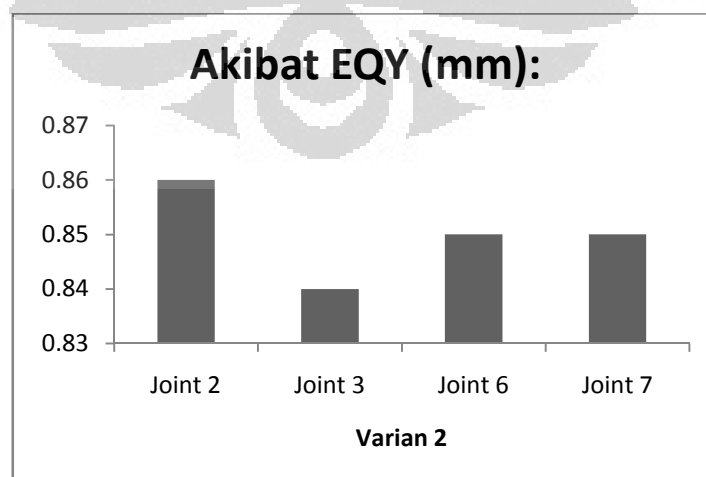
Gambar 4. 123 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQX



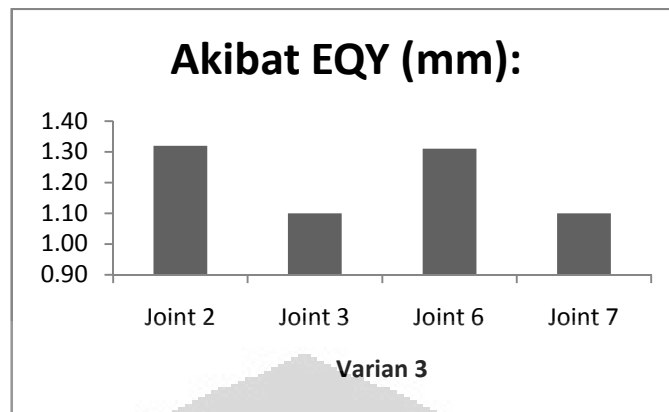
Gambar 4. 124 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQX



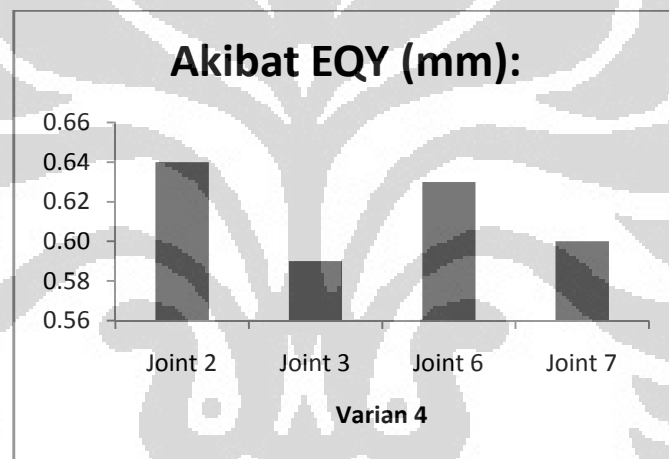
Gambar 4. 125 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQY



Gambar 4. 126 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQY



Gambar 4. 127 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQY



Gambar 4. 128 Lendutan pada joint puncak akibat beban gempa EQY

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan evaluasi studi perilaku struktur gedung dengan kolom miring beton bertulang bentang panjang di atas, secara umum dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Berdasarkan volume beton, varian 1 memberikan hasil yang terkecil dan varian 4 memberikan hasil yang terbesar.
2. Berdasarkan berat tulangan terpakai, varian 1 dan varian 2 memberikan hasil yang terkecil, sedangkan varian 3 dan varian 4 memberikan hasil yang terbesar.
3. Berdasarkan *displacement*/lendutan pada puncak bangunan, varian 1 memberikan hasil yang terbesar dan varian 4 memberikan hasil yang terkecil.

5.2 Saran

Setelah melakukan analisa di atas, penulis memberikan beberapa saran untuk studi lebih lanjut, diantaranya:

1. Perlu dilakukan analisa dengan menggunakan material baja sebagai bahan kolom utama.
2. Dengan diberlakukannya peraturan Standar Nasional Indonesia yang terbaru, maka perlu dilakukan analisa dengan menggunakan standar peraturan yang baru tersebut.
3. Perlu dilakukan analisa dengan menggunakan *software finite element* tingkat lanjut untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat sebagai perbandingan.

DAFTAR REFERENSI

- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, SNI 03-2847-2002.*
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002.*
- ASCE 7-05. (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.*
- Suyono, N. T. (2007). *Rangkuman Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, PPIUG 1983.*
- Nawy, E.G. (1985). *Reinforced Concrete : A Fundamental Approach, Prentice Hall Inc.*
- Rahim, S. A. (2012). *Catatan Asistensi Skripsi Universitas Indonesia.*
- Purwono, R. (2005). *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa (sesuai SNI-1726 dan SNI-2847 terbaru), ITS Press, Surabaya.*
- Muin, R. B. (2008). *Modul Kuliah Struktur Beton Bertulang II, Universitas Mercu Buana.*
- Neim, F (2000). *The Seismic Design.*
- Wigroho, H. Y. (2006). *Analisis & Perancangan Struktur Frame Menggunakan SAP 2000 Versi 7.42. Penerbit Andi. Yogyakarta.*
- Universitas Indonesia (2008). Pedoman Teknik Penulisan Tugas Akhir Mahasiswa Universitas Indonesia.*

Tabel Modal Participating Mass Ratio Varian 1

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.757	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000
2	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
3	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001
4	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001
5	1.538	0.001	0.000	0.002	0.002	0.000	0.001
6	1.538	0.001	0.000	0.002	0.002	0.000	0.001
7	1.538	0.000	0.001	0.002	0.002	0.001	0.002
8	1.538	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.002
9	0.599	0.024	0.046	0.027	0.049	0.016	0.018
10	0.597	0.023	0.016	0.050	0.064	0.015	0.033
11	0.596	0.000	0.000	0.051	0.064	0.001	0.033
12	0.596	0.000	0.000	0.051	0.064	0.000	0.033
13	0.593	0.082	0.067	0.132	0.131	0.066	0.099
14	0.574	0.014	0.015	0.146	0.146	0.022	0.120
15	0.519	0.002	0.000	0.148	0.146	0.000	0.121
16	0.519	0.000	0.001	0.148	0.147	0.001	0.122
17	0.519	0.000	0.000	0.148	0.147	0.000	0.122
18	0.517	0.002	0.000	0.150	0.147	0.002	0.124
19	0.455	0.238	0.189	0.388	0.336	0.022	0.146
20	0.434	0.201	0.254	0.590	0.591	0.401	0.547
21	0.361	0.062	0.035	0.652	0.626	0.080	0.627
22	0.355	0.026	0.058	0.677	0.684	0.002	0.629
23	0.327	0.000	0.000	0.677	0.684	0.000	0.629
24	0.326	0.000	0.000	0.678	0.684	0.000	0.629
25	0.326	0.000	0.000	0.678	0.684	0.000	0.629
26	0.326	0.000	0.001	0.678	0.685	0.001	0.629
27	0.320	0.001	0.000	0.679	0.685	0.000	0.630
28	0.291	0.001	0.000	0.680	0.686	0.001	0.630
29	0.290	0.000	0.000	0.680	0.686	0.000	0.630
30	0.290	0.000	0.001	0.680	0.686	0.000	0.630
31	0.290	0.001	0.000	0.681	0.686	0.000	0.631
32	0.281	0.008	0.012	0.689	0.698	0.017	0.648
33	0.277	0.011	0.004	0.701	0.702	0.000	0.648
34	0.246	0.006	0.003	0.706	0.705	0.012	0.661
35	0.243	0.011	0.018	0.717	0.723	0.021	0.682
36	0.240	0.005	0.002	0.722	0.725	0.000	0.682
37	0.222	0.005	0.005	0.727	0.730	0.001	0.683
38	0.221	0.003	0.000	0.730	0.730	0.000	0.683
39	0.221	0.007	0.006	0.737	0.736	0.011	0.694
40	0.215	0.003	0.003	0.740	0.739	0.005	0.698

(lanjutan)

41	0.214	0.001	0.001	0.741	0.739	0.002	0.700
42	0.212	0.000	0.001	0.741	0.740	0.001	0.701
43	0.207	0.001	0.000	0.742	0.740	0.000	0.701
44	0.206	0.000	0.001	0.742	0.741	0.001	0.702
45	0.204	0.000	0.000	0.742	0.741	0.000	0.702
46	0.203	0.000	0.000	0.742	0.741	0.000	0.702
47	0.202	0.000	0.000	0.742	0.742	0.000	0.702
48	0.201	0.000	0.004	0.742	0.746	0.004	0.706
49	0.200	0.001	0.000	0.743	0.746	0.000	0.706
50	0.199	0.000	0.000	0.743	0.746	0.000	0.706
51	0.196	0.000	0.000	0.743	0.746	0.000	0.706
52	0.196	0.000	0.000	0.744	0.746	0.001	0.707
53	0.194	0.017	0.000	0.761	0.746	0.003	0.710
54	0.192	0.001	0.015	0.762	0.761	0.014	0.724
55	0.186	0.000	0.001	0.762	0.761	0.001	0.724
56	0.184	0.000	0.000	0.762	0.761	0.000	0.724
57	0.183	0.000	0.001	0.762	0.762	0.001	0.725
58	0.182	0.001	0.000	0.764	0.762	0.001	0.726
59	0.182	0.000	0.000	0.764	0.762	0.000	0.726
60	0.181	0.000	0.001	0.764	0.764	0.000	0.727
61	0.180	0.001	0.000	0.765	0.764	0.000	0.727
62	0.179	0.000	0.000	0.765	0.764	0.000	0.727
63	0.179	0.000	0.000	0.765	0.764	0.000	0.727
64	0.178	0.000	0.000	0.765	0.765	0.000	0.727
65	0.171	0.000	0.001	0.765	0.765	0.001	0.728
66	0.167	0.002	0.001	0.768	0.766	0.001	0.729
67	0.166	0.001	0.000	0.768	0.767	0.000	0.729
68	0.166	0.000	0.000	0.768	0.767	0.000	0.730
69	0.164	0.001	0.003	0.769	0.770	0.004	0.733
70	0.162	0.003	0.000	0.772	0.770	0.001	0.734
71	0.159	0.004	0.007	0.776	0.777	0.000	0.734
72	0.157	0.005	0.003	0.781	0.780	0.000	0.734
73	0.154	0.005	0.006	0.786	0.786	0.012	0.746
74	0.151	0.001	0.001	0.787	0.788	0.001	0.747
75	0.150	0.000	0.006	0.787	0.794	0.002	0.748
76	0.150	0.000	0.000	0.787	0.794	0.000	0.748
77	0.148	0.004	0.000	0.791	0.794	0.002	0.750
78	0.146	0.011	0.002	0.802	0.796	0.011	0.760
79	0.143	0.005	0.017	0.807	0.813	0.020	0.780
80	0.142	0.007	0.004	0.815	0.817	0.005	0.785
81	0.142	0.002	0.006	0.816	0.823	0.006	0.791
82	0.141	0.000	0.002	0.816	0.824	0.001	0.792

(lanjutan)

83	0.141	0.000	0.000	0.816	0.824	0.000	0.792
84	0.141	0.000	0.000	0.816	0.824	0.000	0.792
85	0.141	0.002	0.008	0.819	0.832	0.009	0.801
86	0.140	0.001	0.002	0.820	0.834	0.001	0.803
87	0.139	0.000	0.005	0.820	0.839	0.004	0.807
88	0.138	0.027	0.004	0.847	0.843	0.023	0.830
89	0.136	0.000	0.001	0.847	0.844	0.000	0.831
90	0.135	0.002	0.000	0.849	0.844	0.000	0.831
91	0.134	0.000	0.000	0.849	0.844	0.000	0.831
92	0.134	0.002	0.004	0.851	0.848	0.004	0.835
93	0.132	0.000	0.008	0.851	0.856	0.005	0.840
94	0.131	0.010	0.008	0.861	0.863	0.001	0.841
95	0.131	0.001	0.001	0.862	0.864	0.001	0.842
96	0.129	0.006	0.004	0.867	0.869	0.008	0.850
97	0.129	0.000	0.001	0.868	0.870	0.002	0.852
98	0.129	0.002	0.000	0.869	0.870	0.000	0.852
99	0.129	0.002	0.001	0.871	0.871	0.002	0.854
100	0.129	0.002	0.001	0.873	0.872	0.003	0.856
101	0.128	0.000	0.003	0.873	0.875	0.002	0.859
102	0.127	0.017	0.006	0.890	0.882	0.000	0.859
103	0.125	0.002	0.004	0.892	0.886	0.005	0.863
104	0.125	0.001	0.002	0.893	0.887	0.000	0.863
105	0.123	0.000	0.000	0.893	0.888	0.000	0.863
106	0.122	0.000	0.000	0.893	0.888	0.000	0.863
107	0.121	0.000	0.006	0.893	0.894	0.003	0.867
108	0.121	0.001	0.001	0.894	0.894	0.001	0.867
109	0.119	0.000	0.000	0.894	0.894	0.000	0.867
110	0.119	0.001	0.000	0.895	0.894	0.000	0.868
111	0.118	0.000	0.000	0.895	0.894	0.000	0.868
112	0.118	0.000	0.000	0.895	0.894	0.000	0.868
113	0.118	0.000	0.000	0.895	0.895	0.000	0.868
114	0.117	0.000	0.001	0.895	0.896	0.002	0.870
115	0.117	0.000	0.001	0.895	0.896	0.001	0.871
116	0.117	0.000	0.000	0.895	0.896	0.000	0.871
117	0.116	0.002	0.001	0.897	0.897	0.001	0.872
118	0.116	0.000	0.000	0.897	0.897	0.000	0.872
119	0.115	0.001	0.000	0.898	0.897	0.000	0.872
120	0.115	0.000	0.000	0.898	0.897	0.000	0.872
121	0.114	0.000	0.001	0.898	0.898	0.001	0.873
122	0.112	0.000	0.000	0.898	0.898	0.000	0.873
123	0.111	0.001	0.001	0.899	0.899	0.002	0.875
124	0.110	0.000	0.000	0.899	0.899	0.000	0.875

(lanjutan)

125	0.109	0.000	0.000	0.900	0.899	0.000	0.875
126	0.109	0.000	0.000	0.900	0.899	0.000	0.875
127	0.109	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.876
128	0.109	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.876
129	0.109	0.001	0.000	0.901	0.900	0.001	0.876
130	0.108	0.000	0.000	0.901	0.900	0.000	0.876

Tabel Modal Participating Mass Ratio Varian 2

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.757	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000
2	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
3	1.757	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.001
4	1.757	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.001
5	1.538	0.001	0.000	0.001	0.002	0.000	0.001
6	1.538	0.001	0.000	0.002	0.002	0.000	0.001
7	1.538	0.001	0.000	0.002	0.002	0.001	0.002
8	1.538	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.002
9	0.702	0.320	0.330	0.330	0.330	0.012	0.014
10	0.651	0.120	0.110	0.440	0.440	0.180	0.190
11	0.596	0.000	0.004	0.440	0.440	0.023	0.220
12	0.596	0.000	0.000	0.440	0.440	0.000	0.220
13	0.596	0.000	0.000	0.440	0.440	0.000	0.220
14	0.595	0.000	0.003	0.440	0.450	0.004	0.220
15	0.590	0.011	0.007	0.450	0.450	0.085	0.310
16	0.521	0.020	0.021	0.470	0.470	0.037	0.340
17	0.519	0.000	0.000	0.470	0.470	0.000	0.340
18	0.519	0.000	0.000	0.470	0.470	0.000	0.340
19	0.518	0.000	0.000	0.470	0.480	0.000	0.340
20	0.499	0.120	0.120	0.590	0.590	0.200	0.540
21	0.481	0.002	0.002	0.590	0.590	0.001	0.550
22	0.422	0.003	0.003	0.600	0.600	0.005	0.550
23	0.402	0.002	0.002	0.600	0.600	0.002	0.550
24	0.373	0.000	0.000	0.600	0.600	0.005	0.560
25	0.339	0.011	0.000	0.610	0.600	0.002	0.560
26	0.332	0.000	0.004	0.610	0.600	0.002	0.560
27	0.328	0.004	0.008	0.610	0.610	0.016	0.580
28	0.327	0.000	0.000	0.610	0.610	0.000	0.580
29	0.327	0.000	0.000	0.610	0.610	0.000	0.580
30	0.326	0.000	0.000	0.610	0.610	0.000	0.580
31	0.325	0.003	0.010	0.620	0.620	0.015	0.590
32	0.322	0.001	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590

(lanjutan)

33	0.319	0.000	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590
34	0.291	0.000	0.001	0.620	0.620	0.001	0.590
35	0.290	0.001	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590
36	0.290	0.000	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590
37	0.290	0.000	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590
38	0.264	0.040	0.010	0.660	0.630	0.036	0.630
39	0.257	0.009	0.039	0.670	0.670	0.011	0.640
40	0.240	0.003	0.010	0.670	0.680	0.008	0.650
41	0.223	0.003	0.000	0.680	0.680	0.000	0.650
42	0.219	0.000	0.001	0.680	0.680	0.000	0.650
43	0.217	0.002	0.001	0.680	0.680	0.000	0.650
44	0.215	0.005	0.005	0.680	0.690	0.009	0.660
45	0.215	0.000	0.000	0.680	0.690	0.000	0.660
46	0.213	0.001	0.000	0.680	0.690	0.000	0.660
47	0.207	0.021	0.002	0.710	0.690	0.009	0.670
48	0.205	0.005	0.020	0.710	0.710	0.024	0.690
49	0.204	0.000	0.001	0.710	0.710	0.000	0.690
50	0.203	0.000	0.000	0.710	0.710	0.000	0.690
51	0.202	0.002	0.003	0.710	0.710	0.004	0.700
52	0.201	0.001	0.002	0.710	0.720	0.001	0.700
53	0.200	0.001	0.000	0.720	0.720	0.000	0.700
54	0.200	0.000	0.001	0.720	0.720	0.001	0.700
55	0.198	0.007	0.005	0.720	0.720	0.001	0.700
56	0.191	0.001	0.001	0.720	0.720	0.001	0.700
57	0.188	0.003	0.003	0.730	0.730	0.005	0.700
58	0.188	0.001	0.000	0.730	0.730	0.000	0.700
59	0.187	0.002	0.005	0.730	0.730	0.002	0.710
60	0.186	0.001	0.001	0.730	0.730	0.000	0.710
61	0.184	0.001	0.000	0.730	0.730	0.000	0.710
62	0.183	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.710
63	0.182	0.001	0.000	0.730	0.730	0.001	0.710
64	0.181	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.710
65	0.178	0.001	0.000	0.730	0.730	0.000	0.710
66	0.175	0.000	0.001	0.730	0.730	0.000	0.710
67	0.175	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.710
68	0.173	0.000	0.003	0.730	0.740	0.003	0.710
69	0.173	0.004	0.000	0.740	0.740	0.001	0.710
70	0.171	0.000	0.000	0.740	0.740	0.001	0.710
71	0.170	0.002	0.002	0.740	0.740	0.002	0.710
72	0.167	0.000	0.001	0.740	0.740	0.002	0.720
73	0.165	0.000	0.002	0.740	0.740	0.000	0.720
74	0.165	0.000	0.001	0.740	0.740	0.001	0.720

(lanjutan)

75	0.160	0.006	0.000	0.750	0.740	0.002	0.720
76	0.159	0.003	0.006	0.750	0.750	0.001	0.720
77	0.158	0.027	0.021	0.780	0.770	0.000	0.720
78	0.155	0.005	0.009	0.780	0.780	0.012	0.730
79	0.154	0.001	0.002	0.780	0.780	0.004	0.740
80	0.152	0.000	0.000	0.780	0.780	0.000	0.740
81	0.150	0.004	0.003	0.790	0.780	0.004	0.740
82	0.150	0.001	0.000	0.790	0.780	0.001	0.740
83	0.148	0.017	0.027	0.800	0.810	0.037	0.780
84	0.147	0.001	0.001	0.810	0.810	0.000	0.780
85	0.146	0.001	0.000	0.810	0.810	0.000	0.780
86	0.146	0.002	0.005	0.810	0.820	0.006	0.780
87	0.144	0.000	0.000	0.810	0.820	0.000	0.780
88	0.144	0.000	0.000	0.810	0.820	0.000	0.780
89	0.143	0.001	0.001	0.810	0.820	0.002	0.790
90	0.143	0.001	0.007	0.810	0.820	0.003	0.790
91	0.141	0.000	0.000	0.810	0.820	0.000	0.790
92	0.141	0.000	0.000	0.810	0.820	0.000	0.790
93	0.141	0.000	0.000	0.810	0.820	0.000	0.790
94	0.141	0.000	0.000	0.810	0.820	0.000	0.790
95	0.140	0.000	0.000	0.810	0.820	0.000	0.790
96	0.140	0.011	0.000	0.820	0.830	0.007	0.800
97	0.139	0.004	0.001	0.830	0.830	0.002	0.800
98	0.138	0.017	0.018	0.840	0.840	0.033	0.830
99	0.137	0.003	0.001	0.850	0.840	0.003	0.830
100	0.135	0.000	0.000	0.850	0.840	0.000	0.830
101	0.134	0.000	0.002	0.850	0.850	0.001	0.830
102	0.134	0.004	0.000	0.850	0.850	0.003	0.840
103	0.134	0.001	0.005	0.850	0.850	0.005	0.840
104	0.134	0.001	0.005	0.850	0.860	0.004	0.850
105	0.130	0.012	0.002	0.860	0.860	0.009	0.850
106	0.130	0.017	0.014	0.880	0.870	0.001	0.860
107	0.129	0.000	0.000	0.880	0.870	0.000	0.860
108	0.129	0.000	0.001	0.880	0.870	0.000	0.860
109	0.129	0.000	0.000	0.880	0.870	0.000	0.860
110	0.129	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
111	0.125	0.001	0.003	0.880	0.880	0.002	0.860
112	0.124	0.004	0.004	0.890	0.880	0.007	0.870
113	0.123	0.000	0.000	0.890	0.880	0.000	0.870
114	0.123	0.003	0.005	0.890	0.890	0.000	0.870
115	0.122	0.000	0.011	0.890	0.900	0.007	0.870
116	0.122	0.001	0.001	0.890	0.900	0.003	0.880

(lanjutan)

117	0.122	0.000	0.000	0.890	0.900	0.001	0.880
118	0.120	0.002	0.000	0.890	0.900	0.001	0.880
119	0.120	0.000	0.001	0.890	0.900	0.000	0.880
120	0.119	0.001	0.001	0.890	0.900	0.001	0.880

Tabel Modal Participating Mass Ratio Varian 3

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.757	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000
2	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
3	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001
4	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001
5	1.538	0.001	0.000	0.001	0.002	0.000	0.001
6	1.538	0.001	0.000	0.002	0.002	0.000	0.001
7	1.538	0.000	0.001	0.002	0.002	0.001	0.002
8	1.538	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.002
9	0.599	0.072	0.086	0.074	0.089	0.029	0.031
10	0.596	0.009	0.004	0.083	0.093	0.003	0.034
11	0.596	0.000	0.000	0.083	0.093	0.000	0.035
12	0.596	0.000	0.000	0.083	0.093	0.000	0.035
13	0.593	0.094	0.080	0.180	0.170	0.047	0.082
14	0.550	0.036	0.033	0.210	0.210	0.052	0.130
15	0.519	0.003	0.000	0.220	0.210	0.001	0.130
16	0.519	0.000	0.001	0.220	0.210	0.001	0.140
17	0.518	0.000	0.000	0.220	0.210	0.000	0.140
18	0.516	0.009	0.003	0.220	0.210	0.008	0.140
19	0.479	0.170	0.160	0.400	0.370	0.045	0.190
20	0.452	0.210	0.240	0.600	0.600	0.390	0.580
21	0.340	0.025	0.021	0.630	0.620	0.038	0.610
22	0.332	0.021	0.030	0.650	0.650	0.000	0.610
23	0.326	0.000	0.000	0.650	0.650	0.000	0.610
24	0.326	0.000	0.000	0.650	0.650	0.000	0.610
25	0.326	0.001	0.000	0.650	0.650	0.000	0.610
26	0.326	0.001	0.006	0.650	0.660	0.001	0.620
27	0.306	0.000	0.000	0.650	0.660	0.000	0.620
28	0.294	0.014	0.008	0.660	0.670	0.000	0.620
29	0.291	0.000	0.001	0.660	0.670	0.001	0.620
30	0.290	0.000	0.000	0.660	0.670	0.000	0.620
31	0.290	0.000	0.000	0.660	0.670	0.000	0.620
32	0.290	0.000	0.000	0.660	0.670	0.000	0.620
33	0.285	0.009	0.006	0.670	0.670	0.012	0.630

(lanjutan)

34	0.248	0.018	0.010	0.690	0.680	0.028	0.660
35	0.245	0.001	0.018	0.690	0.700	0.010	0.670
36	0.242	0.008	0.000	0.700	0.700	0.000	0.670
37	0.219	0.004	0.001	0.700	0.700	0.000	0.670
38	0.218	0.004	0.003	0.710	0.710	0.000	0.670
39	0.217	0.006	0.005	0.710	0.710	0.009	0.680
40	0.215	0.000	0.000	0.710	0.710	0.000	0.680
41	0.214	0.004	0.004	0.720	0.720	0.007	0.680
42	0.212	0.000	0.000	0.720	0.720	0.000	0.680
43	0.206	0.007	0.000	0.720	0.720	0.000	0.680
44	0.205	0.001	0.008	0.730	0.730	0.009	0.690
45	0.203	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
46	0.201	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
47	0.201	0.000	0.001	0.730	0.730	0.001	0.690
48	0.200	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
49	0.200	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
50	0.198	0.004	0.000	0.730	0.730	0.001	0.690
51	0.198	0.000	0.003	0.730	0.730	0.004	0.700
52	0.191	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.700
53	0.189	0.005	0.005	0.740	0.740	0.009	0.710
54	0.187	0.004	0.003	0.740	0.740	0.000	0.710
55	0.183	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.710
56	0.183	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.710
57	0.182	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.710
58	0.182	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.710
59	0.181	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.710
60	0.181	0.000	0.001	0.740	0.740	0.001	0.710
61	0.175	0.000	0.000	0.740	0.740	0.001	0.710
62	0.173	0.001	0.001	0.740	0.740	0.002	0.710
63	0.172	0.001	0.000	0.740	0.740	0.000	0.710
64	0.171	0.000	0.000	0.740	0.740	0.001	0.710
65	0.170	0.001	0.002	0.740	0.740	0.000	0.710
66	0.169	0.000	0.000	0.740	0.740	0.001	0.710
67	0.167	0.001	0.002	0.750	0.750	0.003	0.720
68	0.166	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.720
69	0.165	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.720
70	0.163	0.002	0.001	0.750	0.750	0.001	0.720
71	0.159	0.005	0.004	0.750	0.750	0.000	0.720
72	0.152	0.001	0.001	0.750	0.750	0.003	0.720
73	0.151	0.001	0.000	0.750	0.750	0.001	0.720
74	0.150	0.001	0.001	0.750	0.750	0.001	0.720
75	0.149	0.000	0.001	0.750	0.750	0.000	0.720

(lanjutan)

76	0.148	0.001	0.006	0.750	0.760	0.001	0.720
77	0.146	0.015	0.000	0.770	0.760	0.007	0.730
78	0.143	0.000	0.005	0.770	0.770	0.006	0.740
79	0.142	0.000	0.008	0.770	0.770	0.005	0.740
80	0.142	0.015	0.013	0.790	0.790	0.019	0.760
81	0.141	0.000	0.001	0.790	0.790	0.001	0.760
82	0.141	0.000	0.000	0.790	0.790	0.000	0.760
83	0.141	0.000	0.000	0.790	0.790	0.000	0.760
84	0.141	0.000	0.001	0.790	0.790	0.001	0.760
85	0.140	0.002	0.013	0.790	0.800	0.014	0.780
86	0.139	0.000	0.003	0.790	0.810	0.002	0.780
87	0.137	0.020	0.001	0.810	0.810	0.012	0.790
88	0.136	0.000	0.001	0.810	0.810	0.000	0.790
89	0.135	0.000	0.001	0.810	0.810	0.001	0.790
90	0.135	0.001	0.000	0.810	0.810	0.000	0.790
91	0.134	0.001	0.000	0.810	0.810	0.000	0.790
92	0.134	0.000	0.002	0.810	0.810	0.001	0.790
93	0.131	0.007	0.011	0.820	0.820	0.003	0.800
94	0.130	0.009	0.004	0.830	0.820	0.008	0.800
95	0.129	0.000	0.001	0.830	0.830	0.002	0.810
96	0.129	0.001	0.001	0.830	0.830	0.001	0.810
97	0.129	0.000	0.000	0.830	0.830	0.000	0.810
98	0.129	0.000	0.000	0.830	0.830	0.000	0.810
99	0.129	0.003	0.002	0.830	0.830	0.005	0.810
100	0.127	0.008	0.005	0.840	0.830	0.009	0.820
101	0.124	0.014	0.007	0.850	0.840	0.000	0.820
102	0.124	0.007	0.009	0.860	0.850	0.015	0.840
103	0.123	0.003	0.005	0.860	0.860	0.000	0.840
104	0.122	0.000	0.001	0.860	0.860	0.000	0.840
105	0.122	0.001	0.000	0.860	0.860	0.000	0.840
106	0.121	0.000	0.000	0.860	0.860	0.000	0.840
107	0.121	0.000	0.008	0.860	0.870	0.005	0.840
108	0.120	0.004	0.002	0.870	0.870	0.003	0.850
109	0.119	0.000	0.000	0.870	0.870	0.000	0.850
110	0.118	0.000	0.000	0.870	0.870	0.000	0.850
111	0.118	0.000	0.000	0.870	0.870	0.000	0.850
112	0.118	0.000	0.000	0.870	0.870	0.000	0.850
113	0.118	0.001	0.001	0.870	0.870	0.000	0.850
114	0.116	0.001	0.000	0.870	0.870	0.000	0.850
115	0.116	0.001	0.000	0.870	0.870	0.001	0.850
116	0.116	0.001	0.000	0.870	0.870	0.000	0.850
117	0.115	0.000	0.000	0.870	0.870	0.001	0.850

(lanjutan)

118	0.114	0.001	0.002	0.870	0.870	0.002	0.850
119	0.114	0.003	0.000	0.870	0.870	0.002	0.850
120	0.114	0.000	0.003	0.870	0.870	0.001	0.850
121	0.113	0.000	0.000	0.870	0.870	0.001	0.850
122	0.111	0.000	0.000	0.870	0.870	0.000	0.850
123	0.111	0.002	0.002	0.880	0.880	0.003	0.860
124	0.109	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
125	0.109	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
126	0.109	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
127	0.109	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
128	0.108	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
129	0.108	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
130	0.108	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
131	0.108	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
132	0.108	0.001	0.001	0.880	0.880	0.002	0.860
133	0.105	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
134	0.104	0.000	0.001	0.880	0.880	0.000	0.860
135	0.103	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
136	0.102	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
137	0.102	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
138	0.102	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
139	0.102	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
140	0.102	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
141	0.102	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
142	0.102	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
143	0.102	0.001	0.000	0.880	0.880	0.002	0.860
144	0.101	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
145	0.100	0.001	0.002	0.880	0.880	0.001	0.860
146	0.099	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
147	0.099	0.001	0.001	0.880	0.880	0.002	0.870
148	0.099	0.001	0.000	0.880	0.880	0.000	0.870
149	0.098	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.870
150	0.098	0.001	0.000	0.880	0.880	0.000	0.870
151	0.098	0.001	0.001	0.880	0.880	0.002	0.870
152	0.097	0.000	0.000	0.880	0.880	0.001	0.870
153	0.096	0.000	0.002	0.880	0.880	0.001	0.870
154	0.096	0.001	0.000	0.890	0.890	0.001	0.870
155	0.095	0.000	0.000	0.890	0.890	0.000	0.870
156	0.095	0.000	0.000	0.890	0.890	0.000	0.870
157	0.095	0.000	0.000	0.890	0.890	0.000	0.870
158	0.095	0.001	0.000	0.890	0.890	0.000	0.870
159	0.094	0.000	0.000	0.890	0.890	0.000	0.870

(lanjutan)

160	0.093	0.004	0.003	0.890	0.890	0.006	0.880
161	0.092	0.001	0.003	0.890	0.890	0.001	0.880
162	0.091	0.020	0.022	0.910	0.910	0.039	0.920
163	0.091	0.010	0.007	0.920	0.920	0.000	0.920
164	0.090	0.000	0.000	0.920	0.920	0.000	0.920
165	0.090	0.000	0.000	0.920	0.920	0.000	0.920

Tabel Modal Participating Mass Ratio Varian 4

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1.757	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000
3	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001
4	1.757	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001
5	1.538	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.001
6	1.538	0.001	0.000	0.002	0.002	0.000	0.001
7	1.538	0.001	0.001	0.002	0.002	0.001	0.002
8	1.538	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.002
9	0.596	0.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.002
10	0.596	0.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.002
11	0.596	0.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.002
12	0.596	0.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.002
13	0.539	0.008	0.008	0.010	0.011	0.014	0.016
14	0.519	0.001	0.000	0.012	0.011	0.000	0.016
15	0.519	0.000	0.001	0.012	0.012	0.000	0.016
16	0.518	0.000	0.000	0.012	0.012	0.000	0.016
17	0.514	0.002	0.003	0.014	0.014	0.004	0.020
18	0.435	0.310	0.310	0.320	0.320	0.020	0.040
19	0.385	0.270	0.260	0.590	0.580	0.440	0.480
20	0.358	0.029	0.037	0.620	0.620	0.100	0.580
21	0.327	0.000	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590
22	0.326	0.000	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590
23	0.326	0.000	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590
24	0.326	0.000	0.000	0.620	0.620	0.000	0.590
25	0.316	0.015	0.012	0.640	0.630	0.030	0.620
26	0.299	0.022	0.035	0.660	0.670	0.000	0.620
27	0.291	0.005	0.002	0.660	0.670	0.000	0.620
28	0.290	0.000	0.000	0.660	0.670	0.000	0.620
29	0.290	0.001	0.000	0.660	0.670	0.000	0.620
30	0.290	0.000	0.000	0.660	0.670	0.000	0.620
31	0.289	0.010	0.005	0.670	0.680	0.000	0.620
32	0.279	0.000	0.000	0.670	0.680	0.000	0.620

(lanjutan)

33	0.255	0.007	0.007	0.680	0.680	0.012	0.630
34	0.232	0.027	0.026	0.710	0.710	0.044	0.670
35	0.229	0.008	0.008	0.720	0.720	0.002	0.670
36	0.218	0.002	0.002	0.720	0.720	0.001	0.680
37	0.216	0.001	0.001	0.720	0.720	0.002	0.680
38	0.216	0.005	0.004	0.720	0.720	0.008	0.690
39	0.215	0.001	0.000	0.720	0.720	0.001	0.690
40	0.214	0.000	0.000	0.720	0.720	0.000	0.690
41	0.212	0.001	0.001	0.720	0.720	0.001	0.690
42	0.212	0.001	0.001	0.730	0.730	0.001	0.690
43	0.204	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
44	0.203	0.000	0.001	0.730	0.730	0.001	0.690
45	0.203	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
46	0.201	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
47	0.200	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
48	0.200	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
49	0.199	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.690
50	0.194	0.002	0.001	0.730	0.730	0.000	0.690
51	0.190	0.001	0.003	0.730	0.730	0.004	0.690
52	0.190	0.003	0.001	0.730	0.730	0.002	0.700
53	0.189	0.000	0.000	0.730	0.730	0.000	0.700
54	0.187	0.003	0.002	0.740	0.730	0.000	0.700
55	0.186	0.001	0.002	0.740	0.740	0.000	0.700
56	0.183	0.000	0.000	0.740	0.740	0.001	0.700
57	0.183	0.000	0.000	0.740	0.740	0.001	0.700
58	0.182	0.001	0.000	0.740	0.740	0.000	0.700
59	0.182	0.002	0.003	0.740	0.740	0.000	0.700
60	0.182	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.700
61	0.180	0.000	0.001	0.740	0.740	0.000	0.700
62	0.179	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.700
63	0.178	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.700
64	0.177	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.700
65	0.166	0.000	0.000	0.740	0.740	0.001	0.700
66	0.166	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.700
67	0.166	0.000	0.000	0.740	0.740	0.000	0.700
68	0.165	0.002	0.002	0.740	0.740	0.003	0.700
69	0.162	0.002	0.000	0.750	0.740	0.001	0.700
70	0.158	0.000	0.003	0.750	0.750	0.006	0.710
71	0.149	0.001	0.001	0.750	0.750	0.000	0.710
72	0.149	0.000	0.000	0.750	0.750	0.001	0.710
73	0.145	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.710
74	0.144	0.000	0.001	0.750	0.750	0.003	0.710

(lanjutan)

75	0.143	0.001	0.000	0.750	0.750	0.000	0.710
76	0.141	0.001	0.001	0.750	0.750	0.000	0.710
77	0.141	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.720
78	0.141	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.720
79	0.141	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.720
80	0.141	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.720
81	0.141	0.001	0.002	0.750	0.750	0.000	0.720
82	0.139	0.000	0.000	0.750	0.750	0.000	0.720
83	0.139	0.001	0.000	0.750	0.750	0.000	0.720
84	0.139	0.001	0.001	0.750	0.750	0.001	0.720
85	0.136	0.001	0.002	0.750	0.760	0.000	0.720
86	0.135	0.001	0.000	0.750	0.760	0.000	0.720
87	0.135	0.000	0.000	0.750	0.760	0.000	0.720
88	0.134	0.003	0.002	0.760	0.760	0.004	0.720
89	0.134	0.001	0.000	0.760	0.760	0.000	0.720
90	0.133	0.000	0.000	0.760	0.760	0.000	0.720
91	0.131	0.030	0.036	0.790	0.790	0.061	0.780
92	0.130	0.009	0.001	0.800	0.800	0.000	0.780
93	0.129	0.000	0.001	0.800	0.800	0.001	0.780
94	0.129	0.000	0.000	0.800	0.800	0.000	0.780
95	0.129	0.000	0.000	0.800	0.800	0.000	0.780
96	0.129	0.002	0.003	0.800	0.800	0.004	0.790
97	0.128	0.000	0.001	0.800	0.800	0.001	0.790
98	0.126	0.002	0.005	0.800	0.800	0.002	0.790
99	0.124	0.018	0.010	0.820	0.810	0.020	0.810
100	0.123	0.017	0.005	0.840	0.820	0.000	0.810
101	0.123	0.008	0.001	0.840	0.820	0.006	0.820
102	0.122	0.003	0.002	0.850	0.820	0.000	0.820
103	0.121	0.003	0.004	0.850	0.830	0.000	0.820
104	0.120	0.002	0.027	0.850	0.850	0.011	0.830
105	0.119	0.005	0.013	0.860	0.870	0.014	0.840
106	0.119	0.006	0.000	0.860	0.870	0.003	0.850
107	0.119	0.002	0.000	0.860	0.870	0.001	0.850
108	0.118	0.000	0.000	0.860	0.870	0.000	0.850
109	0.118	0.000	0.000	0.860	0.870	0.000	0.850
110	0.118	0.000	0.000	0.860	0.870	0.000	0.850
111	0.117	0.004	0.001	0.870	0.870	0.000	0.850
112	0.116	0.001	0.001	0.870	0.870	0.000	0.850
113	0.115	0.002	0.002	0.870	0.870	0.003	0.850
114	0.115	0.003	0.001	0.870	0.870	0.003	0.850
115	0.113	0.002	0.000	0.880	0.870	0.001	0.850
116	0.112	0.000	0.000	0.880	0.870	0.000	0.850

(lanjutan)

117	0.111	0.001	0.004	0.880	0.880	0.003	0.860
118	0.110	0.001	0.001	0.880	0.880	0.000	0.860
119	0.110	0.000	0.002	0.880	0.880	0.001	0.860
120	0.109	0.001	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
121	0.109	0.001	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
122	0.109	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
123	0.109	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
124	0.109	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
125	0.108	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
126	0.108	0.000	0.001	0.880	0.880	0.002	0.860
127	0.108	0.000	0.000	0.880	0.880	0.000	0.860
128	0.106	0.000	0.004	0.880	0.890	0.002	0.860
129	0.106	0.009	0.003	0.890	0.890	0.001	0.870
130	0.105	0.003	0.000	0.890	0.890	0.001	0.870
131	0.104	0.000	0.000	0.890	0.890	0.000	0.870
132	0.104	0.003	0.005	0.890	0.890	0.006	0.870
133	0.104	0.000	0.001	0.890	0.890	0.000	0.870
134	0.103	0.000	0.001	0.890	0.900	0.000	0.870
135	0.103	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
136	0.102	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
137	0.102	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
138	0.102	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
139	0.102	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
140	0.102	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
141	0.102	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
142	0.102	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
143	0.100	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
144	0.099	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870
145	0.099	0.000	0.000	0.900	0.900	0.000	0.870