



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISIS RUMAH PANGGUNG SEDERHANA TERHADAP
GEMPA BUMI**

SKRIPSI

HASTOMI AL FURQONI

0405010329

**FAKULTAS TEKNIK
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL**

DEPOK

JANUARI 2010



UNIVERSITAS INDONESIA

**ANALISIS RUMAH PANGGUNG SEDERHANA TERHADAP
GEMPA BUMI**

SKRIPSI

Diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik

HASTOMI AL FURQONI

0405010329

**FAKULTAS TEKNIK
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
DEPOK
JANUARI 2010**

HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS

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

Nama : Hastomi Al Furqoni

NPM : 0405010329

Tanda Tangan : *Hastomi*

Tanggal : Januari 2010

HALAMAN PENGESAHAN

Skripsi ini diajukan oleh

Nama : Hastomi Al Furqoni
NPM : 0405010329
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Analisis Rumah Panggung Sederhana Terhadap Gempa Bumi

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

DEWAN PENGUJI

Pembimbing : Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA

(*Muskar*)

Penguji : Dr. -Ing Josia Irwan R., ST, MT

(*Josia Irwan R.*)

Penguji : Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA

(*Heru Purnomo*)

Ditetapkan di : Depok

Tanggal : 6 Januari 2010

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

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

Nama : Hastomi Al Furqoni
NPM : 0405010329
Departemen : Teknik 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 :

**ANALISIS RUMAH PANGGUNG SEDERHANA TERHADAP GEMPA
BUMI**

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 : Januari 2010

Yang menyatakan



(Hastomi Al Furqoni)

KATA PENGANTAR

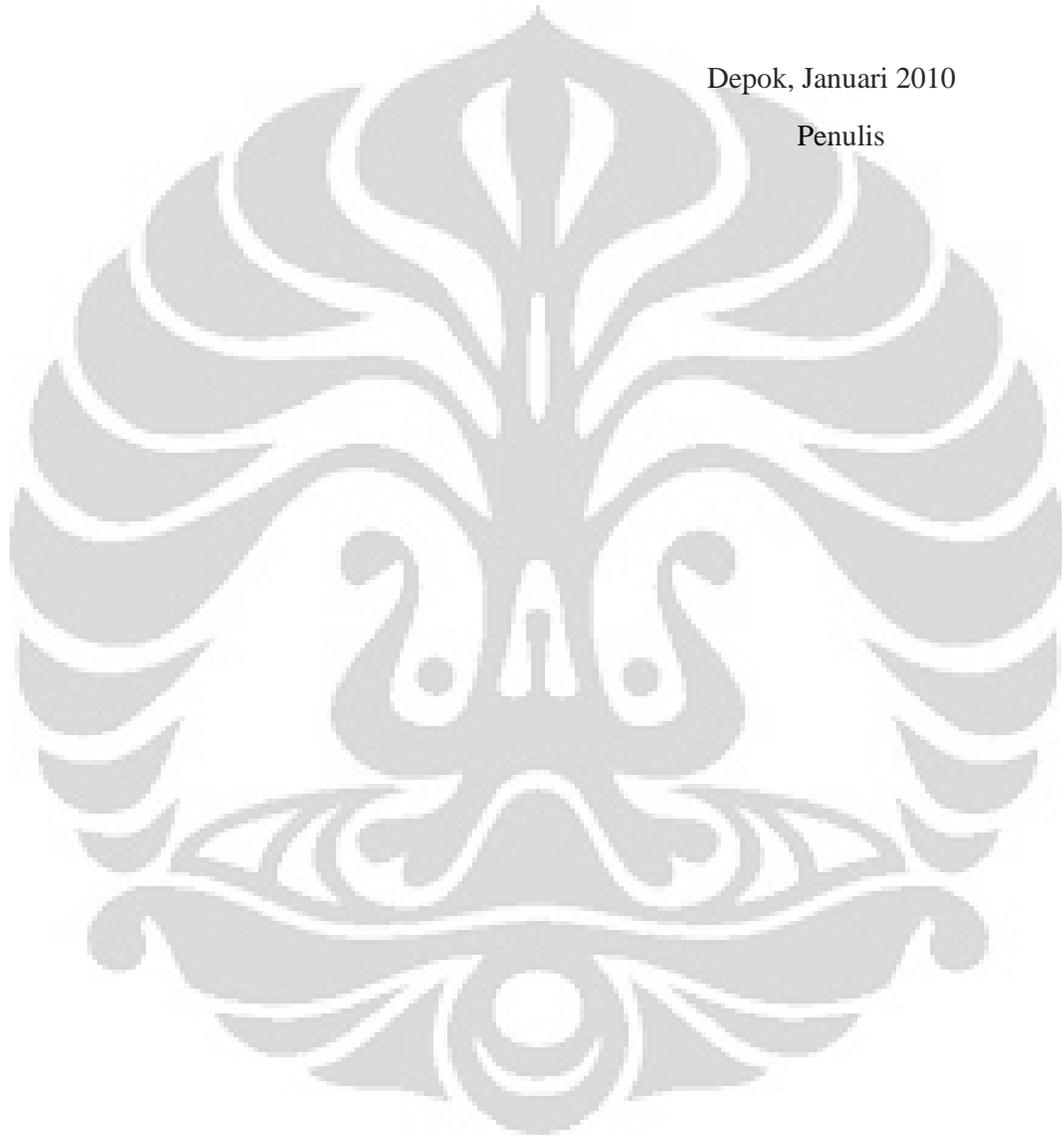
Segala puji bagi Allah SWT atas segala nikmat dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan penulisan skripsi ini dengan baik. Penulis menyadari bahwa penulisan skripsi ini tidak akan selesai tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak. Oleh karena itu pada kesempatan ini penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Ibunda tercinta atas cintanya yang tak lekang oleh waktu
2. Ayah dan adik-adik serta segenap keluarga atas semua dukungannya
3. Bapak Dr. Ir. Yuskar Lase, DEA selaku dosen pembimbing yang telah meluangkan waktu dan tenaga untuk membimbing penulis, memberi wawasan dan ilmu serta memberi banyak nasihat kepada penulis
4. Bapak Dr. Ir. Heru Purnomo, DEA dan Dr. –Ing Josia Irwan Rastandi, ST. MT. selaku dosen penguji atas masukan dan saran kepada penulis.
5. Bapak dan Ibu dosen Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Indonesia yang telah memberikan ilmu dan pengalamannya yang tidak ternilai.
6. Teman-teman satu perjuangan Mehdi, Ilham, Ito, Kamil, Ihsan, Akmal, Bagus, Widi, Iqbal, Teguh, Ipin, Anjar, Hadre, Jefri akhirnya kita bisa lulus juga tahun ini.
7. Teman-teman satu angkatan Teo, Imam, Cut, Anggie, Evan, Tria, Gusto yang selalu memberi penulis semangat untuk menyelesaikan skripsi.
8. Jiboy atas pinjaman *notebook*nya kepada penulis untuk presentasi sidang skripsi
9. Ipin atas pinjaman printernya
8. Teman satu kos Odi, Toni, Amir, Mas Maman yang banyak menemani penulis
9. Taman Mini Indonesia Indah untuk model replikanya yang dijadikan sumber bagi penulis
10. Intan Rosa yang membuat penulis pusing tujuh keliling
11. Dan Pihak-pihak lain yang telah membantu dalam penyelesaian tulisan ini yang tidak dapat kami sebutkan satu per satu.

Akhirnya, dengan selesainya penulisan skripsi ini, penulis berharap semoga skripsi ini dapat bermanfaat bagi penulis pada khususnya dan bagi pembaca pada umumnya. Semoga Allah SWT memberikan kasih dan karuniaNya kepada kita semua. Amin.

Depok, Januari 2010

Penulis



ABSTRAK

Nama : Hastomi Al Furqoni
Program Studi : Teknik Sipil
Judul : Analisis Rumah Panggung Sederhana Terhadap Gempa Bumi

Di banyak daerah di Tanah Air, rumah-rumah adat umumnya merupakan rumah panggung yang terbuat dari kayu dan arsitekturnya mencerminkan keunikan serta kearifan budaya lokal. Walaupun bencana datang silih berganti dalam hitungan tahun, puluhan tahun, bahkan ratusan tahun, rumah-rumah tua tersebut tetap kokoh berdiri. Berkaitan dengan itu dalam tulisan ini akan dilakukan analisis rumah panggung sederhana terhadap gempa bumi dengan meninjau pengaruh ketinggian tiang, tipe perletakan, sistem pengaku dan sistem sambungan.

Kata Kunci:
Rumah Panggung Sederhana, Gempa Bumi, Tinggi Tiang, Perletakan, Pengaku, Sambungan

ABSTRACT

Name : Hastomi Al Furqoni
Study Program : Civil Engineering
Title : Analysis of Simple Stage House to Earthquake

In many places in Indonesia, traditional houses usually built on elevated platform (stage) and all of them are made of wood and also their architectures reflect Indonesian cultures. Even many catastrophes quake them since very long time before, today they stood still. According to that fact, in this paper the Author would like to analyze a simple model of elevated traditional building through a seismic analysis that will focus on column height, support type, bracing system and joint configuration.

Keywords:

Elevated Traditional Building, Earthquake, Column Height, Support, Bracing, Joint Configuration

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PERNYATAAN ORISINALITAS.....	ii
HALAMAN PENGESAHAN.....	iii
HALAMAN PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMIAH.....	iv
KATA PENGANTAR	v
ABSTRAK.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR TABEL.....	xii
DAFTAR GAMBAR	xiii
1. PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan Penelitian.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Sistematika Penulisan.....	3
2. LANDASAN TEORI.....	4
2.1 Pendahuluan	4
2.2 Teori Vibrasi.....	5
2.3 Formulasi Persamaan Gerak	7
2.3.1 Matriks Kekakuan Portal Bidang	7
2.3.2 Matriks Massa Portal Bidang	12
2.4 Persamaan Dinamik dan Penyelesaiannya	14
2.5 Beberapa Metode Penyelesaian.....	16
2.5.1 Solusi dengan Metode Persamaan Diferensial	16
2.5.2 Integral Duhamel	17
2.5.3 Metode Transformasi.....	17
2.5.4 Metode Numerik.....	18
2.6 <i>Base Isolation</i>	18
2.7 <i>Coloumb Damped System</i>	19
2.8 Perangkat Lunak SAP2000	22
2.8.1 Sejarah Program	22
2.8.2 Tampilan Program	23
3. METODOLOGI PENELITIAN	24
3.1 Pendahuluan	24
3.2 Kerangka Berpikir	24
3.3 Modelisasi Kontrol Seismik	26
3.3.1 Sistem Perletakan	26
3.3.2 Ketinggian Tiang	30

3.3.3 Sistem Pengaku.....	30
3.3.4 Sistem Sambungan	32
3.4 Properti Material.....	33
3.5 Pembebanan.....	34
3.5.1 Beban Hidup dan Beban Mati	34
3.5.2 Beban Gempa	36
3.6 Model dan Variabel Penelitian	37
3.6.1 Variasi Tinggi Tiang.....	38
3.6.2 Variasi Tipe Pengaku.....	39
3.6.3 Variasi Sistem Sambungan	40
3.6.4 Variasi Sistem Perletakan untuk pondasi umpak.....	40
3.7 Metode Analisis.....	41
4. HASIL PENELITIAN DAN ANALISIS.....	42
4.1 Analisis Pengaruh Ketinggian	42
4.1.1 Periode Bangunan.....	42
4.1.2 Gaya Geser Dasar	43
4.1.2.1 Perletakan Jepit	43
4.1.2.2 Perletakan Sendi.....	45
4.1.2.3 Perbandingan Gaya Geser pada Perletakan Jepit dan Sendi.....	46
4.1.3 Momen Guling.....	50
4.1.4 Lendutan	52
4.1.5 Gaya Dalam Elemen Struktur.....	53
4.2 Analisis Pengaruh Sistem Pengaku	56
4.2.1 Periode Alami Bangunan.....	56
4.2.2 Gaya Geser Dasar	58
4.2.3 Momen Guling.....	60
4.2.4 Lendutan	64
4.2.5 Gaya Dalam	61
4.3 Analisis Pengaruh Sistem Sambungan.....	66
4.3.1 Periode Alami Bangunan.....	67
4.3.2 Gaya Geser Dasar	69
4.3.3 Momen Guling.....	70
4.3.4 Lendutan	71
4.3.5 Gaya Dalam Elemen.....	72
4.4 Analisis Pengaruh Variasi Perletakan	74
4.4.1 Reaksi Dasar	74
4.4.2 Lendutan dan <i>Story Drift</i>	77
5. PENUTUP.....	81
5.1 Kesimpulan.....	81
5.2 Saran	82

DAFTAR REFERENSI	83
LAMPIRAN A.....	84
LAMPIRAN B	110
LAMPIRAN C	117
LAMPIRAN D.....	128



DAFTAR TABEL

Tabel 3.4.1 Properti Material.....	33
Tabel 3.5.1 Beban Gempa yang digunakan.....	36
Tabel 3.6.1 Ukuran Penampang Model.....	38
Tabel 4.1.1 Gaya Dalam Maksimum Elemen Struktur dengan Perletakan Jepit Akibat Gaya Gempa El Centro	53
Tabel 4.1.2 Gaya Dalam Maksimum Elemen Struktur dengan Perletakan Sendi Akibat Gaya Gempa El Centro	54
Tabel 4.2.1 Periode Bangunan Akibat Variasi <i>Bracing</i>	56
Tabel 4.2.1 Gaya Dalam Elemen akibat Gempa El Centro.....	64
Tabel 4.3.1 Periode Alami Bangunan akibat variasi kekakuan pegas.....	67
Tabel 4.3.2 Gaya Dalam Elemen Struktur akibat gempa El Centro.....	72
Tabel 4.4.1 Gaya Geser Dasar terhadap Variasi Perletakan.....	76
Tabel 4.4.2 Lendutan Maksimum pada Pusat Struktur	77
Tabel 4.4.3 <i>Story Drift</i> pada pusat struktur	78

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.1 Peta Literatur	4
Gambar 2.2.1 Sistem dengan satu derajat kebebasan: (a) gaya yang bekerja; (b) gerakan gempa bumi.....	5
Gambar 2.2.2 Gaya yang bekerja	5
Gambar 2.3.1 Elemen Balok Lurus dengan Penampang Prismatis	8
Gambar 2.3.2 Elemen Portal Bidang pada sumbu x-y	10
Gambar 2.3.3 Elemen Portal Bidang pada sumbu global.....	13
Gambar 2.6.1 Struktur tanpa dan dengan <i>base isolation</i>	19
Gambar 2.5.1 Struktur dengan perletakan gesek.....	19
Gambar 2.5.2 Getaran bebas dari sistem dengan <i>Coulomb friction</i>	20
Gambar 2.8.1 Tampilan program SAP2000 versi 10.0.1	23
Gambar 3.2.1 Kerangka Berpikir	25
Gambar 3.3.1 Perletakan Jepit pada Rumah Limas.....	26
Gambar 3.3.2 Perletakan Jepit pada SAP2000.....	27
Gambar 3.3.3 Perletakan Sendi pada SAP2000	27
Gambar 3.3.4 Perletakan Umpak.....	28
Gambar 3.3.5 <i>friction-pendulum isolation</i>	29
Gambar 3.3.6 <i>friction-pendulum isolation</i> pada SAP2000.....	30
Gambar 3.3.7 Struktur tanpa <i>bracing</i> pada Rumah Tradisional Aceh	31
Gambar 3.3.8 Struktur dengan <i>bracing</i> horizontal pada Rumah Tradisional Toraja.....	31
Gambar 3.3.9 Struktur dengan <i>bracing</i> diagonal pada Rumah Tradisional Nias.....	32
Gambar 3.3.10 Beberapa sambungan pada replika rumah tradisional	33
Gambar 3.5.1 (a) Model Struktur Atap (b) Reksi Perletakan Atap (bekerja pada kolom) (c) Beban Atap pada Frame Utama.....	35
Gambar 3.5.2 (a) Akselerogram El Centro (b) Fungsi Sinusoidal 1	36
Gambar 3.6.1 Model Struktur.....	37
Gambar 3.6.2 Variasi Tinggi Tiang	38
Gambar 3.6.3 Variasi <i>Bracing</i> : (a) Tanpa <i>Bracing</i> (b) dengan <i>bracing</i> Horizontal (c) dengan <i>bracing</i> diagonal.....	39
Gambar 3.6.4 Variasi Sistem Sambungan dengan <i>Partial Fixity</i>	40
Gambar 3.6.5 Struktur dengan perletakan umpak	40
Gambar 3.7.1 Rasio Redaman yang direkomendasikan	41
Gambar 4.1.1 Periode Alami Bangunan.....	42
Gambar 4.1.2 Gaya Geser Dasar Bangunan terhadap Variasi Ketinggian pada model perletakan jepit	44
Gambar 4.1.3 Faktor Respon Percepatan akibat beban harmonik.....	44
Gambar 4.1.4 Gaya Geser Dasar Bangunan terhadap Variasi Ketinggian pada Model Perletakan Sendi.....	45

Gambar 4.1.5 Gaya Geser Dasar Bangunan terhadap akibat gempa El Centro yang dinormalisasi.....	47
Gambar 4.1.6 Respon Sepktra untuk gempa El Centro dengan rasio redaman 6%.....	47
Gambar 4.1.7 Gaya Geser Gempa Akibat Fungsi Sinusoidal dengan T 0,5 detik.....	48
Gambar 4.1.8 Gaya Geser Gempa Akibat Fungsi Sinusoidal dengan T 1,0 detik.....	49
Gambar 4.1.9 Gaya Geser Gempa Akibat Fungsi Sinusoidal dengan T 2,0 detik.....	49
Gambar 4.1.10 Momen Guling Bangunan terhadap Variasi Ketinggian pada model perletakan jepit	50
Gambar 4.1.11 Momen Guling Bangunan terhadap Variasi Ketinggian pada model perletakan sendi	50
Gambar 4.1.12 Lendutan pada Struktur akibat Gempa El Centro yang dinormalisasi ke 0.3g.....	52
Gambar 4.2.1 Periode Alami Struktur akibat variasi tipe pengaku	58
Gambar 4.2.2 Gaya Geser Dasar Bangunan.....	59
Gambar 4.2.3 Gaya Geser Dasar Bangunan.....	61
Gambar 4.2.4 Lendutan pada lantai.....	62
Gambar 4.2.5 Lendutan pada atap.....	63
Gambar 4.3.1 <i>Partial fixity</i> pada sambungan balok-kolom.....	66
Gambar 4.3.2 Periode akibat variasi kekakuan per pada joint	67
Gambar 4.3.3 Periode akibat variasi kekakuan per pada joint	69
Gambar 4.3.4 Lendutan pada lantai.....	70
Gambar 4.3.5 Lendutan pada lantai.....	71
Gambar 4.3.6 Lendutan pada Atap.....	71
Gambar 4.4.1 Gaya Geser Dasar terhadap variasi perletakan	75
Gambar 4.4.2 Lendutan pada dasar pondasi pada pusat struktur akibat gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik	80

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sebagian wilayah Indonesia merupakan wilayah dengan resiko gempa tertinggi di dunia. Beberapa tahun terakhir banyak terjadi gempa dengan guncangan yang cukup besar dan mengakibatkan banyak korban jiwa. Hal ini disebabkan karena wilayah Indonesia terletak pada pertemuan lempeng-lempeng Bumi. Karena lempeng selalu bergerak maka pada pertemuan lempeng tersebut akan sangat berpotensi terjadi gempa bumi.

Permasalahan utama dalam fenomena ini adalah bagaimana agar gempa bumi yang kerap terjadi tidak menimbulkan banyak korban jiwa. Berbagai teknologi dikembangkan oleh para insinyur untuk membuat suatu bangunan yang tahan gempa.

Ketika bencana-bencana seperti gempa bumi, tsunami dan gelombang pasang terjadi, banyak bangunan, rumah dan fasilitas umum yang mengalami kerusakan. Selain energi besar yang menghantam struktur-struktur tersebut, rancangan-rancangan bangunan dan rumah yang kurang tahan gempa telah memperburuk kondisi.

Seiring dengan perkembangan yang cepat di bidang arsitektur global dan rancangan rumah, masyarakat semakin terjebak ke dalam penggunaan gaya modern dan meninggalkan konsep tradisional untuk arsitektur rumah. Jika melihat dari perspektif pengalaman kita akan bencana, sebenarnya rancangan tradisional di tempat-tempat tertentu di Indonesia lebih tahan pada gempa misalnya *Omo hada* di Nias, *Jineng* di Bali atau rumah-rumah tradisional di Toraja, Aceh dan sebagainya.

Beberapa faktor yang menyebabkan keunggulan rumah adat tersebut adalah beratnya yang ringan, konstruksi kayu yang daktail dan konstruksi bangunan yang kuat. Selain itu pada beberapa rumah adat, sistem perletakan yang tidak terjepit dapat mengurangi efek gempa terhadap struktur.

Salah satu karakteristik adat adalah berbentuk rumah panggung. Misalnya rumah adat di wilayah Kalimantan. Pada umumnya pola pemukiman suku bangsa Dayak memanjang mengikuti alur sungai di mana mereka berada. Rumah yang dibangun selalu menghadap ke sungai karena sungai telah menjadi sistem sosial-budaya dan ekonomi. Sungai memberikan multifungsi bagi mereka, yaitu sebagai sarana transportasi dan komunikasi, sumber ikan, dan tempat mandi, mencuci, dan kakus. Sistem rumah panggung digunakan agar mereka terhindar dari banjir dan binatang buas.

1.2 Perumusan Masalah

Pertanyaan yang berusaha dijawab dalam penelitian ini adalah:

1. Apa pengaruh ketinggian tiang rumah panggung terhadap efek gempa bumi?
2. Apa pengaruh sistem pengaku (*bracing*) pada rumah panggung terhadap efek gempa bumi?
3. Apa pengaruh sistem sambungan pada rumah panggung terhadap efek gempa bumi?
4. Apa pengaruh tipe perletakan pada rumah panggung terhadap efek gempa bumi?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini mengacu pada perumusan masalah yaitu:

1. Menjelaskan pengaruh ketinggian tiang panggung terhadap ketahanan bangunan dari gempa bumi.
2. Menjelaskan pengaruh tipe pengaku (*bracing*) rumah panggung terhadap ketahanan bangunan dari gempa bumi.
3. Menjelaskan pengaruh sistem sambungan rumah panggung terhadap ketahanan bangunan dari gempa bumi.
4. Menjelaskan pengaruh tipe perletakan rumah panggung terhadap ketahanan bangunan dari gempa bumi.

1.4 Batasan Penelitian

Dalam skripsi ini penulis menggunakan model rumah panggung satu lantai tiga dimensi dengan material kayu. Pemodelan dan analisis dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak SAP2000 versi 10.0.1. Asumsi yang digunakan akan dijelaskan lebih lanjut pada BAB III mengenai metodologi penelitian.

1.5 Sistematika Penulisan

Dalam penyusunan skripsi ini digunakan sistematika penulisan sebagai berikut :

Bab I Pendahuluan

Berisi tentang latar belakang penelitian, perumusan masalah, batasan masalah, tujuan penelitian dan sistematika penulisan.

Bab II Landasan Teori

Menjelaskan teori-teori yang berkaitan dengan penelitian yang akan dilakukan yaitu mengenai teori vibrasi dan metode reduksi gempa.

Bab III Metodologi Penelitian

Menjelaskan metodologi penelitian yang meliputi modelisasi, asumsi yang digunakan dan metode analisis.

Bab IV Hasil Penelitian dan Analisa

Memaparkan hasil-hasil dari penelitian yang telah dilakukan serta membahas hasil yang diperoleh dari penelitian yang telah dilakukan.

Bab V Kesimpulan dan Saran

Merupakan rangkuman dari seluruh bab yang berupa kesimpulan dari hasil analisa dan percobaan data-data hasil penelitian serta saran yang dapat diberikan untuk perkembangan konstruksi ke depannya.

BAB 2

LANDASAN TEORI

2.1 Pendahuluan

Dari rumusan masalah telah dijelaskan terdapat empat pertanyaan yang akan dicoba dijawab dan dijelaskan dalam tulisan ini, yaitu mengenai pengaruh ketinggian tiang rumah panggung, tipe pengaku (*bracing*), sistem sambungan dan jenis perletakan dalam hubungannya dengan ketahanan struktur terhadap gempa bumi. Selanjutnya dalam bab ini akan dijelaskan mengenai landasan teori yang akan digunakan dalam penyelesaian masalah tersebut.

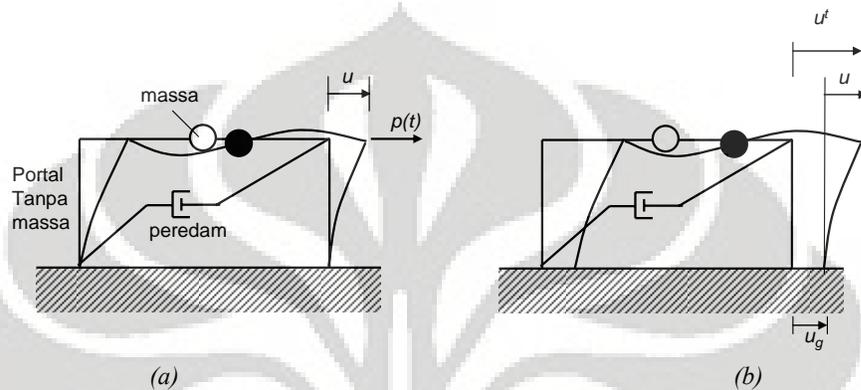
Secara garis besar bab ini dibagi menjadi tiga bagian yaitu analisis dinamik pada struktur, metode reduksi vibrasi dan sedikit penjelasan mengenai perangkat lunak yang digunakan, yaitu SAP2000. Analisis dinamik pada struktur membahas tentang teori vibrasi, formulasi persamaan gerak dan metode penyelesaiannya. Pada bagian kedua akan dipaparkan mengenai *base isolation* dan *coulomb damped system*. Sedangkan bagian akhir akan menjelaskan secara umum mengenai penggunaan perangkat lunak SAP2000.



Gambar 2.1.1 Peta Literatur

2.2 Teori Vibrasi

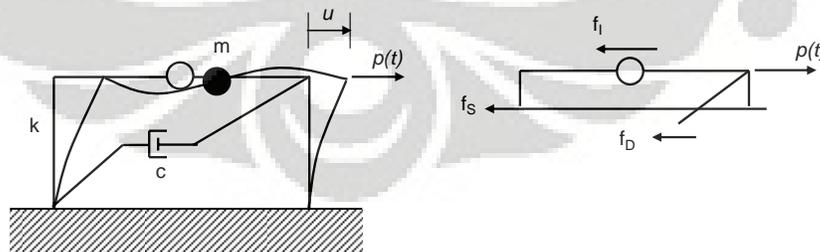
Sistem yang terlihat seperti pada gambar dibawah ini memiliki massa m tergumpal pada bagian atas pada portal dengan massa diabaikan yang memberi kekakuan pada sistem serta peredam yang menghilangkan energi getaran pada sistem.



Gambar 2.2.1 Sistem dengan satu derajat kebebasan: (a) gaya yang bekerja; (b) gerakan gempa bumi

Struktur pada gambar diatas hanya memiliki satu derajat kebebasan. Pada gambar diatas terdapat dua jenis guncangan dinamik yaitu gaya eksternal $p(t)$ pada gambar (a) dan gaya gempa yang menyebabkan gerakan tanah $u_g(t)$ pada gambar (b). Dalam hal ini u adalah perpindahan relatif massa terhadap kondisi awal.

Gambar di bawah ini menunjukkan idealisasi portal sederhana terhadap pengaplikasian gaya luar dinamik $p(t)$. Notasi ini mengindikasikan gaya bekerja p bervariasi terhadap waktu t .



Gambar 2.2.2 Gaya yang bekerja

Untuk sistem yang linear, hubungan antara gaya tahanan kekakuan lateral (f_s) dan deformasi linear (u) adalah

$$f_s = ku \quad (2.1.1)$$

dimana k adalah kekakuan dari sistem yang satuannya gaya per satuan panjang. Sedangkan gaya redaman adalah gaya yang memiliki hubungan dengan kecepatan \dot{u} yaitu

$$f_D = c\dot{u} \quad (2.1.2)$$

dimana konstanta c adalah koefisien redaman. Koefisien redaman berasal dari eksperimen getaran yang dihasilkan oleh struktur sebenarnya .

Hasil dari perpindahan massa beragam terhadap waktu. Hal ini dinotasikan dengan $u(t)$. Dari gambar 2.2.2 terdapat dua persamaan diferensial yang dibangun yaitu gerak hukum kedua Newton dan keseimbangan dinamik.

Pada sistem ini gaya bekerja pada masa dari waktu tertentu, hal ini termasuk didalamnya gaya luar $p(t)$, gaya inersia, gaya kekakuan dan gaya redaman f_D (gambar 2.2.2). Gaya luar akan bernilai positif pada arah sumbu x dan perpindahan $u(t)$, kecepatan $\dot{u}(t)$, dan percepatan $\ddot{u}(t)$ juga bernilai positif pada sumbu x . Gaya kekakuan dan redaman ditunjukkan bekerja pada arah berlawanan karena merupakan gaya dalam yang menahan deformasi dan kecepatan. Dengan menggunakan hukum kedua Newton resultan pada sumbu x adalah

$$p - f_s - f_D = m\ddot{u} \quad (2.2.3)$$

atau dapat disederhanakan menjadi

$$m\ddot{u} + f_s + f_D = p \quad (2.2.4)$$

dengan mensubstitusi nilai f_D dan f_s dari persamaan (2.2.1) dan persamaan (2.2.2) ke dalam persamaan (2.2.4) maka didapat

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.2.5)$$

Pada kenyataannya struktur memiliki derajat kebebasan yang sangat banyak. Oleh karena itu persamaan gerak dinamik dikembangkan menjadi

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(t) \quad (2.2.6)$$

dimana M , C dan K adalah matriks massa, matriks redaman dan matriks kekakuan dari struktur. Sedangkan $P(t)$ adalah matriks gaya luar yang bekerja pada struktur yang bervariasi terhadap waktu t .

2.3 Formulasi Persamaan Gerak

Untuk membangun suatu persamaan gerak dinamik kita perlu mengetahui besaran-besaran dinamik dari struktur yang kita tinjau. Besaran-besaran dinamik tersebut adalah matriks massa, matriks kekakuan struktur dan matriks redaman struktur.

Secara umum kita dapat dengan mudah mendapatkan matriks massa dan matriks kekakuan. Dengan menginvestigasi struktur maka kita dapat mengambil asumsi sistem struktur yang ada dan dengan metode elemen hingga kita dapat menentukan matriks massa dan matriks kekakuan dari struktur tersebut.

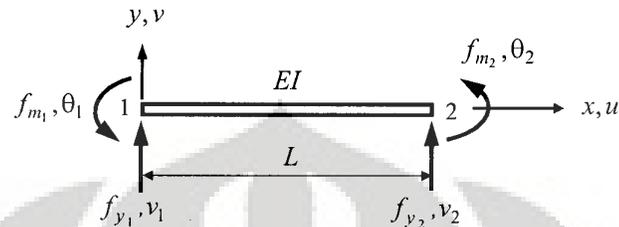
Namun untuk menentukan matriks redaman tidak semudah mencari matriks massa dan matriks kekakuan. Hal ini disebabkan mekanisme redaman yang kompleks dan banyak sekali jenis mekanisme redaman dalam suatu struktur. Oleh karena itu biasanya digunakan asumsi koefisien redaman berdasarkan penelitian dan metode empiris.

Berikut ini akan dijelaskan secara singkat bagaimana menformulasikan matriks kekakuan dan matriks massa. Metode yang akan dipaparkan merupakan metode yang merupakan dasar algoritma dari program SAP2000. Walaupun nantinya akan digunakan bantuan program namun pemahaman akan pola kerja program tentu akan dapat menverifikasi hasil yang didapat.

2.3.1 Matriks Kekakuan Portal Bidang

Sebelum membahas formulasi matriks kekakuan portal berikut akan dibahas tipe elemen balok lurus dengan penampang prismatis berdasarkan model teori balok *Bernoulli-Euler-Navier* seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.3.1. Sumbu x terletak pada garis yang menghubungkan titik berat penampang. Elemen tersebut memiliki karakteristik material konstan, seperti momen inersia I , modulus elastis E , dan panjang L . Elemen tersebut mempunyai dua nodal dan dua derajat kebebasan pada tiap nodalnya, yaitu: peralihan vertikal arah y yaitu v dan rotasi sudut arah sumbu z yaitu θ . Kita tahu bahwa untuk model balok ini $\theta = dv/dx$ dan dengan demikian dalam konteks metode elemen hingga keempat derajat kebebasan elemen terkait satu sama lain. Pada setiap derajat kebebasan nodal i

yaitu, v_i dan θ_i berturut-turut bekerja gaya geser f_{yi} dan gaya momen f_{mi} dimana keduanya dinamakan gaya nodal.



Gambar 2.3.1 Elemen Balok Lurus dengan Penampang Prismatis

Perilaku defleksi pada balok dinyatakan dengan fungsi peralihan $v(x)$, yang harus memenuhi persamaan diferensial keseimbangan dan elemen balok tanpa beban,

$$\frac{\partial v^4}{\partial x^4} = 0 \quad (2.3.1)$$

Melihat dari model teori balok yang digunakan, solusi dan persamaan (2.3.1) adalah sebuah fungsi polinomial pangkat tiga dan x ,

$$v(x) = a_1 + a_2x + a_3x^2 + a_4x^3 = \begin{pmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} = \langle P \rangle \{a_n\} \quad (2.3.2)$$

dimana konstanta a_1, a_2, a_3, a_4 didapat dengan menggunakan kondisi pada kedua buah titik nodal,

$$v = v_1 \quad \text{dan} \quad \frac{\partial v}{\partial x} = \theta_1 \quad \text{pada} \quad x = 0 \quad ; \quad v = v_2 \quad \text{dan} \quad \frac{\partial v}{\partial x} = \theta_2 \quad \text{pada} \quad x = L \quad (2.3.3)$$

$$\begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & L & L^2 & L^3 \\ 0 & 1 & 2L & 3L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} \quad \text{atau:} \quad \{u_n\} = [P]\{a_n\} \quad (2.3.4)$$

Dalam bentuk invers persamaan 2.3.4 menjadi:

$$\begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} = \frac{1}{L^3} \begin{bmatrix} L^3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L^3 & 0 & 0 \\ -3L & -2L^2 & 3L & -L^2 \\ 2 & L & -2 & L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad \text{atau} \quad \{a_n\} = [P]^{-1} \{u_n\} \quad (2.3.5)$$

substitusi solusi untuk $\{a_n\}$ pada Persamaan 2.3.5 ke dalam persamaan 2.3.2 menghasilkan:

$$v(x) = \langle N_{v_1}(x) \quad N_{\theta_1}(x) \quad N_{v_2}(x) \quad N_{\theta_2}(x) \rangle \begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \langle N \rangle \{u_n\} \quad (2.3.6)$$

dimana

$$\begin{aligned} N_{v_1}(x) &= 1 - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3} & ; & \quad N_{\theta_1}(x) = x - 2\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \\ N_{v_2}(x) &= 3\frac{x^2}{L^2} - 2\frac{x^3}{L^3} & ; & \quad N_{\theta_2}(x) = -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \end{aligned} \quad (2.3.7)$$

Selanjutnya dengan konsep energi maka dapat diturunkan persamaan kekakuan balok

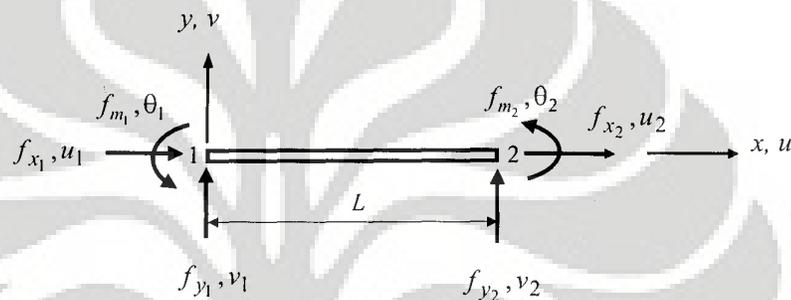
$$\begin{aligned} \{f_n\} &= [k]\{u_n\} \\ \begin{Bmatrix} f_{y_1} \\ f_{m_1} \\ f_{y_2} \\ f_{m_2} \end{Bmatrix} &= \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2.3.8)$$

Dalam kasus struktur portal, elemen balok tidak hanya berorientasi pada sumbu horizontal, tetapi balok juga dapat ke arah mana saja dalam bidang dua dimensi. Elemen tersebut dapat mengalami gaya aksial, gaya transversal, dan momen lentur. Agar termasuk dalam problem portal bidang, sebuah elemen harus memiliki tiga derajat kebebasan pada setiap nodal, yaitu dua buah komponen peralihan U dan V masing –masing pada arah X dan Y, dan sebuah putaran sudut θ . Pada tiap nodal, gaya nodal elemen yang terkait untuk derajat kebebasan U, V dan θ adalah f_x , f_y dan sebuah momen lentur f_m . Arah elemen ini membentuk

sudut berlawanan arah jarum jam terhadap sumbu X global. Balok memiliki modulus elastisitas E, luas penampang A, momen inersia I dan panjang L.

Untuk menurunkan matriks kekakuan 6×6 elemen ini, pertama harus mengombinasikan matriks kekakuan 2×2 untuk elemen rangka dan matriks kekakuan 4×4 untuk balok sehingga menjadi matriks 6×6. Kemudian matriks kekakuan ini ditransformasikan dari koordinat lokal menjadi koordinat global.

Ketika elemen rangka dan elemen balok digabung maka akan dihasilkan elemen balok aksial-lentur seperti ditunjukkan gambar di bawah ini.



Gambar 2.3.2 Elemen Portal Bidang pada sumbu x-y

Maka persamaan kekakuannya adalah:

$$\begin{Bmatrix} f_{x1} \\ f_{y1} \\ f_{m1} \\ f_{x2} \\ f_{y2} \\ f_{m2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (2.3.9)$$

Matriks kekakuan ini terbentuk dari empat submatriks, dua diantaranya adalah submatriks nol. Dua submatriks yang tidak nol terletak di sepanjang diagonal utama. Satu berhubungan dengan aksial dan yang lain berhubungan dengan lentur. Penyusunan submatriks tersebut menandakan bahwa submatriks kekakuan aksial dan submatriks kekakuan lentur adalah tidak saling memengaruhi. Dengan kata lain, solusi untuk peralihan aksial dan solusi untuk

defleksi arah tegak lurus (sumbu y) dan rotasi dapat dilaksanakan secara terpisah. Ketika elemen berada pada bidang XY dengan posisi sumbu x lokal bersudut terhadap sumbu X global, maka matriks kekakuan pada Persamaan 2.3.9 harus menjalani prosedur transformasi koordinat. Setelah prosedur ini submatriks aksial dan lentur tidak lagi terpisah.

Untuk kemudahan penggabungan, derajat kebebasan pada masing-masing nodal disusun dalam urutan tertentu. Untuk itu persamaan 2.3.9 disusun kembali menjadi:

$$\begin{Bmatrix} f_{x_1} \\ f_{y_1} \\ f_{m_1} \\ f_{x_2} \\ f_{y_2} \\ f_{m_2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_{x_1} \\ f_{y_1} \\ f_{m_1} \\ f_{x_2} \\ f_{y_2} \\ f_{m_2} \end{Bmatrix}^{BNE} \quad (2.3.10)$$

atau secara simbolik

$$\{f_n\}_{lokal} = [k]_{lokal} \{u_n\}_{lokal} - \{f_n\}_{lokal}^{BNE} \quad (2.3.11)$$

dimana relasi di atas menunjukkan formulasi yang mengacu pada koordinat lokal.

Pada bagian sebelumnya matriks kekakuan elemen portal yang merupakan gabungan elemen rangka dan elemen balok dibahas untuk sistem koordinat lokal. Ini dapat dipakai jika pada struktur yang dianalisis, semua elemen terletak pada arah yang sama, seperti halnya masalah balok menerus, tetapi lain halnya dalam analisis struktur portal di mana terdapat elemen yang berbeda arah. Untuk penerapan kondisi keseimbangan dan kompatibilitas secara tepat pada nodal struktur, perlu dilihat hubungan gaya nodal dan peralihan dan semua elemen pada satu struktur dengan sistem koordinat global. Ini dicapai dengan transformasi yang cocok terhadap matriks kekakuan elemen portal. Dengan transformasi koordinat maka dihasilkan

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} C^2 + \frac{12EI}{L^3} S^2 & \left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right) CS & -\frac{6EI}{L^2} S & -\frac{EA}{L} C^2 - \frac{12EI}{L^3} S^2 & \left(-\frac{EA}{L} + \frac{12EI}{L^3}\right) CS & -\frac{6EI}{L^2} S \\ \left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right) CS & \frac{EA}{L} S^2 + \frac{12EI}{L^3} C^2 & \frac{6EI}{L^2} C & \left(-\frac{EA}{L} + \frac{12EI}{L^3}\right) CS & -\frac{EA}{L} S^2 - \frac{12EI}{L^3} C^2 & \frac{6EI}{L^2} C \\ -\frac{6EI}{L^2} S & \frac{6EI}{L^2} C & \frac{4EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} S & -\frac{6EI}{L^2} C & \frac{2EI}{L} \\ \frac{EA}{L} C^2 + \frac{12EI}{L^3} S^2 & \left(-\frac{EA}{L} + \frac{12EI}{L^3}\right) CS & \frac{6EI}{L^2} S & \frac{EA}{L} C^2 + \frac{12EI}{L^3} S^2 & \left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right) CS & \frac{6EI}{L^2} S \\ \left(-\frac{EA}{L} + \frac{12EI}{L^3}\right) CS & -\frac{EA}{L} S^2 - \frac{12EI}{L^3} C^2 & -\frac{6EI}{L^2} C & \left(\frac{EA}{L} - \frac{12EI}{L^3}\right) CS & \frac{EA}{L} S^2 + \frac{12EI}{L^3} C^2 & -\frac{6EI}{L^2} C \\ -\frac{6EI}{L^2} S & \frac{6EI}{L^2} C & \frac{2EI}{L} & \frac{6EI}{L^2} S & -\frac{6EI}{L^2} C & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2.3.12)$$

atau secara simbolik:

$$\{f_n\}_{global} = [k]_{global} \{u_n\}_{global} - \{f_n\}_{global}^{BNE} \quad (2.3.13)$$

Perlu dicatat bahwa matriks kekakuan elemen lokal 2.3.11 dan persamaan untuk matriks kekakuan elemen global 2.3.12 juga merupakan matriks yang simetris.

2.3.2 Matriks Massa Portal Bidang

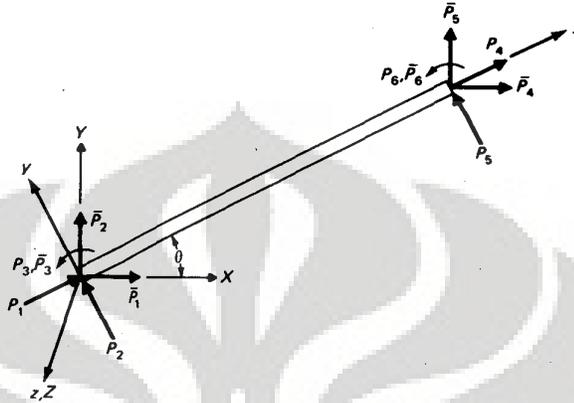
Penentuan matriks massa didapatkan dengan salah satu dari dua metode: (1) metode massa tergroupal dan (2) metoda massa sepadan. Pada metoda massa tergroupal, pengelompokan massa pada titik nodal elemen balok didapat dari pertimbangan statis, yang untuk balok seragam adalah sebesar setengah massa total segmen balok pada setiap titik nodalnya.

Dengan mengombinasikan matriks massa untuk pengaruh lenturan dan untuk pengaruh aksial, kita dapatkan matriks massa sepadan untuk sebuah elemen balok seragam pada koordinat nodal yaitu

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \frac{\bar{m}L}{420} \begin{bmatrix} 140 & & & & & \\ & 0 & 156 & & & \\ & 0 & 22L & 4L^2 & & \\ & 70 & 0 & 0 & 140 & \\ & 0 & 54 & 13L & 0 & 156 \\ & 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \delta_6 \end{bmatrix} \quad \text{simetris} \quad (2.3.14)$$

Matriks massa pada persamaan 2.3.14 disusun dengan acuan koordinat nodal yang didefinisikan oleh sumbu-sumbu koordinat yang tetap pada elemen balok. Sumbu-sumbu ini disebut sumbu-sumbu lokal atau sumbu-sumbu elemen

sedangkan sumbu-sumbu koordinat untuk seluruh struktur dikenal sebagai sumbu-sumbu umum atau sumbu-sumbu sistem. Gambar 2.3.3 menggambarkan sebuah elemen balok dalam sumbu global X, Y, Z.



Gambar 2.3.3 Elemen Portal Bidang pada sumbu global

Tujuan kita adalah untuk mentransformasikan matriks-matriks elemen dan sistem sumbu koordinat lokal menjadi matriks-matriks pada sistem sumbu koordinat global. Transformasi ini memerlukan matriks-matriks dari elemen dengan suatu susunan koordinat yang sama, hingga matriks-matriks tersebut dapat disusun menjadi matriks-matriks dan struktur. Matriks transformasi yang sesuai dengan kondisi ini adalah

$$\begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \\ P_5 \\ P_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{P}_1 \\ \bar{P}_2 \\ \bar{P}_3 \\ \bar{P}_4 \\ \bar{P}_5 \\ \bar{P}_6 \end{bmatrix} \quad (2.3.15)$$

Selanjutnya akan didapatkan

$$[\bar{M}] = [T]^T [M] [T] \quad (2.3.16)$$

Dimana $[\bar{M}]$ adalah matriks massa dari elemen portal pada koordinat umum, dan $[T]$ adalah matriks transformasi yang diberikan oleh matriks bujur sangkar pada persamaan 2.3.15.

2.4 Persamaan Dinamik dan Penyelesaiannya

Jika matriks M , C , K dan P diketahui maka dapat dilakukan analisa pola ragam getar untuk menghitung responsnya U . Pertama-tama yang dilakukan adalah menganalisa sifat-sifat getaran bebas dari struktur yang tidak teredam.

$$K\Phi = \omega^2 M\Phi \quad (2.4.1)$$

Evaluasi persamaan diatas dapat dilakukan dengan metode-metode numerik yang ada. ω adalah frekuensi dan struktur sedangkan Φ adalah matriks pola ragam getar dimana masing-masing pola ragam getar Φ saling tegak lurus (sifat ortogonal). Berdasarkan sifat-sifat tersebut diperoleh $\Phi_i' A \Phi_j = 0$ jika $i \neq j$, sehingga dapat ditulis

$$\Phi_i' M \Phi_i = m_i \quad (2.4.2)$$

$$\Phi_i' K \Phi_i = \omega_i^2 m_i \quad (2.4.3)$$

$$\Phi_i' C \Phi_i = 2\zeta_i \omega_i^2 m_i \quad (2.4.4)$$

$$f_i = \Phi_i' P \quad (2.4.5)$$

dimana Φ_i adalah pola ragam getar ke- i sedangkan m_i , ζ_i , ω_i dan p_i adalah massa, faktor redaman, frekuensi dan gaya luar pada pola ragam getar tersebut. Jawaban persamaan 2.2.6 dapat dianggap sebagai superposisi dan respons masing-masing pola ragam getar.

$$U = \Phi q \quad (2.4.6)$$

dimana q adalah vektor pada koordinat normal. Jika persamaan 2.4.6 disubstitusi ke dalam persamaan 2.2.6 dan kemudian dikalikan dengan Φ^t serta dengan menggunakan sifat-sifat pola ragam getar (2.4.2-2.4.5), maka diperoleh.

$$m_i \ddot{q}_i + 2\zeta_i \omega_i \dot{q}_i + \omega_i^2 q_i = p_i \quad (2.4.7)$$

Persamaan di atas menunjukkan bahwa dengan menggunakan pola ragam getar maka persamaan matriks 2.2.6 yang saling berhubungan dapat diubah menjadi sejumlah persamaan diferensial yang independen. Persamaan tersebut 2.4.7 dapat dievaluasi dengan integral Duhamel, yang ditulis dalam bentuk integral konvolusi.

$$q_i(t) = \int_0^t f_i(\tau) h_i(t - \tau) d\tau \quad (2.4.8)$$

dimana

$$h_i(t) = \frac{e^{\zeta_i \omega_i t}}{m_i \omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2}} \sin(\omega_i \sqrt{1 - \zeta_i^2} t) \quad (2.4.9)$$

adalah respon dan sebuah impuls. Jika hasil integral 2.4.8 disubstitusi ke dalam persamaan 2.4.6 maka diperoleh respons U yang merupakan fungsi terhadap waktu t dimana dalam teknik sipil dikenal sebagai *Time History Respon*. Presentasi u terhadap waktu cukup penting dalam eksperimental karena respon diukur terhadap waktu. Namun hal lain yang tak kalah penting adalah respons struktur terhadap frekuensi gaya karena di sini dapat dianalisa perilaku struktur pada frekuensi resonansi (yaitu frekuensi gaya dan struktur identik). Transformasi persamaan 2.4.8 dan domain waktu ke domain frekuensi dilakukan dengan menggunakan transformasi Fourier.

$$Q_i(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} q_i(t) e^{-i\omega t} dt = \text{Re}[H_i(\omega) S_i(\omega)] \quad (2.4.10)$$

$Q_i(\omega)$ adalah spektrum dan $q_i(t)$ yang merupakan nilai maksimum dan integral 2.4.8. Sedangkan $H_i(\omega)$ dan $S_i(\omega)$ adalah fungsi kompleks dan respons terhadap frekuensi dan spektrum dan gaya $p_i(t)$.

$$H_i(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} h_i(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.4.11)$$

$$S_i(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} p_i(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.4.12)$$

Bentuk respons U terhadap frekuensi (dalam teknik sipil dikenal sebagai Respons. Spektrum) dapat ditulis menjadi

$$\bar{U}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} U(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.4.13)$$

2.5 Beberapa Metode Penyelesaian

Penjelasan pada bagian sebelumnya adalah penyelesaian dengan metode integral Duhamel dan transformasi Fourier. Selain itu untuk problem yang berbeda terdapat metode-metode lain yang dapat digunakan untuk menyelesaikan persamaan gerak dinamik.

2.5.1 Solusi dengan Metode Persamaan Diferensial

Persamaan gerak untuk sistem SDF linear terhadap gaya luar adalah persamaan diferensial:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (2.5.1)$$

perpindahan awal $u(0)$ dan kecepatan awal $\dot{u}(0)$ pada waktu nol harus ditentukan agar permasalahan dapat diselesaikan dengan sempurna. Biasanya, struktur pada keadaan awal adalah pada keadaan diam.

Misalnya pertimbangkan $p(t)=p_0$, $t>0$. Dalam kasus ini, persamaan diferensial dari sistem tanpa damping ($c=0$)

Solusi partikularnya adalah:

$$u(t) = p_0/k \quad (2.5.2)$$

dan solusi komplementernya adalah

$$u_c(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t \quad (2.5.3)$$

dimana A dan B adalah konstanta dari integrasi dan $\omega_n = \sqrt{k/m}$

Solusi lengkapnya adalah dengan menjumlahkan kedua solusi tersebut

$$u_c(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t + p_0/k \quad (2.5.4)$$

Apabila sistem diam pada keadaan awal $u(0)=0$ dan $\dot{u}(0)=0$ pada $t=0$ maka konstanta A dan B dapat ditentukan

$$A = -p_0/k \text{ dan } B = 0 \quad (2.5.5)$$

Dengan mensubstitusi didapat

$$u(t) = p_0/k (1 - \cos \omega_n t) \quad (2.5.6)$$

2.5.2 Integral Duhamel

Pendekatan lain yang cukup dikenal dalam mencari solusi dari persamaan diferensial linear adalah berdasarkan representasi dari gaya yang bekerja sebagai suatu urutan dari impuls dalam waktu yang sangat singkat. Reaksi dari sistem terhadap gaya $p(t)$ pada waktu t didapat dengan menambahkan reaksi dari semua impuls sampai waktu tersebut.

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_n} \int_0^t p(\tau) \sin[\omega_n(t-\tau)] d\tau \quad (2.5.12)$$

dimana $\omega_n = \sqrt{k/m}$

2.5.3 Metode Transformasi

Metode Laplace dan transformasi Fourier menyediakan sarana yang ampuh dalam mencari solusi dari persamaan diferensial linear. Karena kedua metode transformasi merupakan konsep yang mirip, dalam ulasan ini hanya akan dibahas metode transformasi Fourier.

Transformasi Fourier $p(i\omega)$ dari fungsi guncangan yang diketahui $p(t)$ didefinisikan sebagai berikut

$$P(i \omega) = F[p(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} e^{-i\omega p} (t) dt \quad (2.5.13)$$

2.5.4 Metode Numerik

Empat metode sebelumnya adalah metode-metode yang terbatas dan tidak dapat mempertimbangkan kelakuan inelastis struktur untuk mengantisipasi gempa jika tanah bergetar secara intensif. Satu-satunya pendekatan terhadap keadaan seperti ini adalah dengan metode numerik. Metode ini juga berguna untuk mengevaluasi reaksi dari guncangan pada sistem linear yang sangat rumit untuk didefinisikan dan hanya dapat digambarkan secara numerik

2.6 Base Isolation

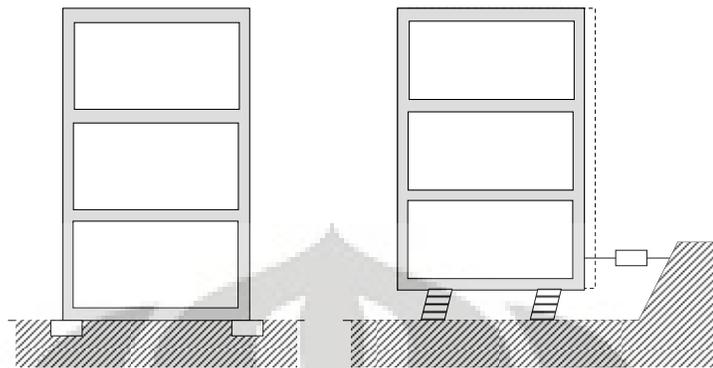
Gempa bumi menyebabkan guncangan dan kerusakan pada semua jenis struktur. Oleh karena itu teknologi untuk mengurangi dampak gempa pada struktur merupakan hal yang sangat penting. Secara umum ada empat metode umum untuk memodifikasi struktur untuk mengurangi getaran yaitu *additional damping devices*, *base isolation*, *absorbers* dan *active control*.

Base isolation adalah kumpulan dari elemen struktur yang secara substansial membagi dua suatu struktur menjadi *superstructure* dan *substructure* dimana *substructure* bertumpu pada tanah dasar yang dapat bergetar karena gempa bumi. Adanya *base isolation* ini mengurangi dampak getaran pada *superstructure*. *Base isolation* merupakan metode yang ampuh untuk mereduksi efek gempa bumi secara pasif.

Sistem *base isolation* terdiri dari *isolation unit* dengan atau tanpa *isolation component*.

- a. *Isolation Unit* adalah elemen dasar yang dapat menghasilkan efek pembagian suatu struktur menjadi dua bagian yaitu *superstructure* dan *substructure*.
- b. *Isolation Components* adalah hubungan antara *isolation unit* dengan bagian-bagiannya dan tidak memiliki sifat seperti *isolation unit*.

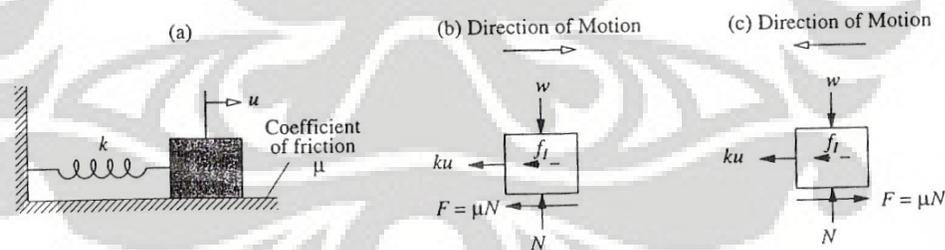
Apabila dilihat dari responnya terhadap gempa bumi, semua *Isolation Unit* dapat dibagi menjadi dua kategori dasar yaitu: *Shear Units* dan *Sliding Units*. *Shear units* adalah unit isolasi yang meredam dalam arah tegangan gesernya sedangkan *sliding units* meredam dengan tahanan gesek antara dua permukaan.



Gambar 2.6.1 Struktur tanpa dan dengan *base isolation*

2.7 Coloumb Damped System

Coloumb damping dihasilkan dari gesekan antara dua permukaan kering. Gaya gesek $F = \mu N$, dimana μ adalah koefisien statis atau kinetis dari gesekan tersebut., dan N adalah gaya normal antara dua permukaan. Gaya gesek diasumsikan tidak dipengaruhi oleh kecepatan sesaat dari gerakan permukaan. Arah gaya gesek selalu berlawanan dengan arah gerakan, dan akan berubah ketika arah gerakan berubah.



Gambar 2.5.1 Struktur dengan perletakan gesek

Gambar di atas menunjukkan sistem massa-per dimana massa bersentuhan dengan permukaan kasar. Persamaan yang sesuai dengan gambar di atas adalah

$$m\ddot{u} + ku = F \quad (2.7.1)$$

dimana solusinya adalah

$$u(t) = A_1 \cos \omega_n t + B_1 \sin \omega_n t + u_F \quad (2.7.2)$$

dimana $u_F = F/k$. Untuk gerakan massa dari kiri ke kanan, persamaannya adalah

$$m\ddot{u} + ku = -F \quad (2.7.3)$$

dimana solusinya adalah

$$u(t) = A_2 \cos \omega_n t + B_2 \sin \omega_n t - u_F \quad (2.7.4)$$

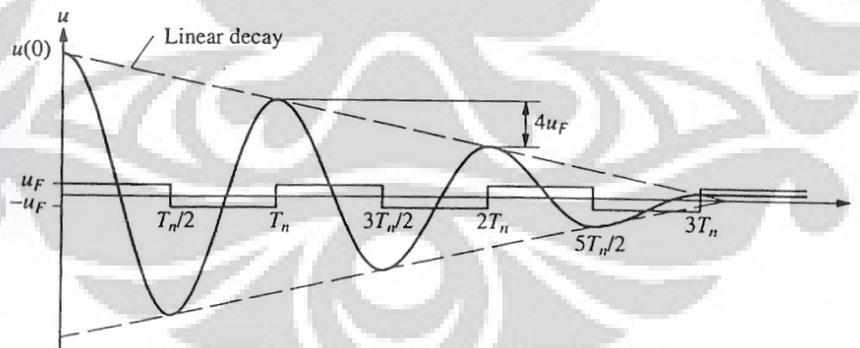
Konstanta A_1 , B_1 , A_2 dan B_2 tergantung kepada kondisi awal setiap gerakan setengah siklus; $\omega_n = \sqrt{k/m}$ dan konstanta u_F dapat diinterpretasikan sebagai deformasi statis dari per akibat gaya gesek. Setiap persamaan merupakan bentuk linear namun secara keseluruhan nonlinear karena persamaannya berubah setiap setengah siklus.

Mari kita mempelajari gerakan pada sistem dimulai dari kondisi awal. Pada saat $t=0$, massa berpindah sejauh $u(0)$ ke arah kanan dan dilepas dari keadaan bebas dengan $\dot{u}(0) = 0$. Untuk setengah siklus pertama, A_1 dan B_1 dapat ditentukan dari kondisi awal $t=0$.

$$A_1 = u(0) - u_F \quad B_1 = 0$$

Dengan mensubstitusikan pada persamaan 2.4.2 didapat

$$u(t) = (u(0) - u_F) \cos \omega_n t + u_F \quad 0 \leq t \leq \pi / \omega_n \quad (2.7.5)$$



Gambar 2.5.2 Getaran bebas dari sistem dengan *Coulomb friction*

Fungsi ini diplot pada gambar 2.5.2 dan berbentuk fungsi dengan amplitudo $u(0) - u_F$ dan berubah dalam positif u dengan u_F . Persamaan ini valid sampai kecepatan mencapai saat $t = \pi / \omega_n$ dan pada saat itu $u = -u(0) + u_F$.

Berawal dari posisi ekstrim di kiri, massa berpindah ke kanan dengan persamaan 2.4.4. Konstanta A_2 dan B_2 ditentukan dengan kondisi awal dari setengah siklus kedua

$$A_2 = u(0) - 3u_F \quad B_2 = 0$$

Dengan mensubstitusikan maka didapat

$$u(t) = (u(0) - 3u_F) \cos \omega_n t - u_F \quad \pi / \omega_n \leq t \leq 2\pi / \omega_n \quad (2.7.6)$$

Persamaan ini diplot dalam gambar 2.5.2 dan merupakan fungsi kosinus dengan amplitudo yang direduksi menjadi $u(0) - 3u_F$. Dan berganti menjadi negatif u dengan u_F . Persamaan ini valid sampai kecepatan menjadi nol kembali yaitu saat $t = 2\pi / \omega_n$; pada saat itu $u = u(0) - 4u_F$.

Pada saat $t = 2\pi / \omega_n$ gerakan berbalik seperti yang digambarkan pada persamaan 2.4.2, dimana persamaannya menjadi

$$u(t) = (u(0) - 5u_F) \cos \omega_n t + u_F \quad 2\pi / \omega_n \leq t \leq 3\pi / \omega_n \quad (2.7.7)$$

Ini merupakan fungsi kosinus yang amplitudonya direduksi menjadi $u(0) - 5u_F$ dan berganti arah u menjadi positif dengan u_F .

Waktu yang dibutuhkan setiap setengah siklus adalah π / ω_n dan durasi untuk siklus penuh adalah periode natural dari getaran, yaitu

$$T_n = 2\pi / \omega_n \quad (2.7.8)$$

Terlihat bahwa periode natural dari sistem *damping coulumb* sama dengan sistem tanpa *coulomb damping*. Sebaliknya, *viscous damping* memberi efek dengan memperpanjang periode.

Pada setiap siklus gerakan, amplitudo berkurang sebesar $4u_F$; displacement u_i dan u_{i+1} mempunyai hubungan

$$u_{i+1} = u_i - 4u_F \quad (2.7.9)$$

sehingga pengurangan amplitudo berbentuk linear, berbeda dengan fungsi eksponensial untuk sistem dengan *viscous damping*.

Pertanyaan yang muncul adalah kapan getaran akan berhenti. Gerakan akan berhenti di akhir setengah siklus dimana amplitudonya kurang dari $4u_F$. Pada saat itu gaya per kurang dari gaya gesek, $kx < F$, sehingga gerakan terhenti.

Damping pada struktur sebenarnya harus berdasarkan gesekan coulomb, karena hanya mekanisme ini yang dapat menghentikan getaran. Apabila murni *viscous*, secara teori getaran akan terus berlanjut tanpa henti, walaupun dengan amplitudo yang sangat kecil.

2.8 Perangkat Lunak SAP2000

2.8.1 Sejarah Program

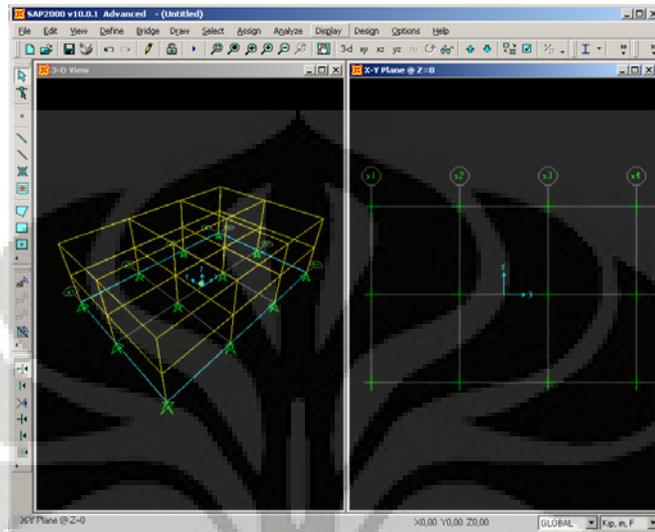
Program SAP2000 merupakan pengembangan program SAP yang dibuat oleh Prof. Edward L. Wilson dari University of California di Berkeley Amerika Serikat sekitar tahun 1970. Sebagai program komputer analisa struktur yang dikembangkan cukup lama dari lingkungan universitas (sehingga *source code* pada awal mulanya dapat dengan mudah dipelajari) maka program SAP menjadi cikal bakal program-program analisa struktur lain di dunia. Dengan reputasi lebih dari 30 tahun program SAP2000 dikenal secara luas dalam komunitas rekayasa, khususnya di bidang teknik sipil dan secara spesifik lagi adalah para *structural engineer*.

Program SAP mula-mula dikembangkan dalam versi main-frame. Sekitar tahun 1980 dibuat versi PC-nya, yaitu SAP80 dan tahun 1990 dengan versi SAP90, semuanya dalam sistem operasi DOS. Ciri-ciri keduanya menggunakan file sebagai cara untuk memasukkan input data dalam mengoperasikannya. Ketika PC beralih dari sistem operasi DOS ke sistem operasi Windows, baru versi SAP2000 dikeluarkan.

2.8.2 Tampilan Program

Program SAP2000 diciptakan khusus untuk lingkungan Windows sehingga pengoperasiannya juga secara grafis, yaitu mulai dari penyiapan input data, menampilkan hasil, bahkan untuk desain penampang juga menggunakan tampilan program yang sama. Meskipun demikian, program ini masih menyediakan juga cara untuk memasukkan data secara manual dengan file karena bagi sebagian orang, cara tersebut kadangkala lebih efektif untuk mendefinisikan penomoran nodal dan elemen. Khususnya untuk geometri struktur yang besar,

disediakan option untuk menciptakan nodal dan element secara otomatis yang berbeda dengan versi grafis. Keduanya saling melengkapi.



Gambar 2.8.1 Tampilan program SAP2000 versi 10.0.1

BAB 3

METODE PENELITIAN

3.1 Pendahuluan

Penelitian merupakan cara ilmiah untuk mendapatkan data dengan tujuan dan kegunaan tertentu. Cara ilmiah berarti didasarkan pada ciri-ciri keilmuan yaitu: rasional, empiris dan sistematis.

Penelitian dimulai dengan adanya masalah. Masalah tersebut selanjutnya ingin dipecahkan peneliti melalui penelitian. Agar arah penelitian menjadi lebih jelas maka peneliti perlu melakukan studi literatur dan mempelajari teori sesuai dengan lingkup permasalahan yang ada. Dengan penguasaan teori itu maka peneliti dapat membangun kerangka pemikiran sehingga dapat digunakan untuk menjawab permasalahan yang diajukan. Jawaban permasalahan yang baru dengan menggunakan teori tersebut dinamakan hipotesis. Untuk membuktikan kebenaran hipotesis tersebut maka peneliti melakukan pengumpulan data dengan percobaan, dalam hal ini bisa dilakukan dengan berbagai metode seperti simulasi, survei, dan percobaan.

Selanjutnya maka dilakukan analisis terhadap data yang ada untuk menguji hipotesis yang diajukan. Selanjutnya dapat dibuat keputusan apakah hipotesis yang ada akan diterima atau ditolak. Dari hasil keputusan dilakukan pembahasan yang komperhensif terhadap hasil analisis. Langkah akhir adalah membuat kesimpulan dan memberi saran guna perkembangan ilmu tersebut di masa yang akan datang.

3.2 Kerangka Berpikir

Penelitian ini berangkat dari minat penulis terhadap rumah adat tradisional di Indonesia. Terdapat fakta bahwa beberapa jenis rumah tradisional memiliki ketahanan yang cukup baik terhadap gempa bumi. Hal ini cukup dimengerti bahwa apabila dibandingkan dengan struktur beton bertulang maka struktur kayu memiliki massa yang ringan dan bersifat daktail sehingga mempunyai fleksibilitas yang lebih besar. Yang menarik adalah bahwa sebagian besar rumah adat tersebut

merupakan rumah panggung dimana rumah tersebut ditopang oleh tiang-tiang. Dalam skripsi ini penulis hendak mengkaji pengaruh struktur panggung tersebut, tipe pengaku dan sistem sambungan serta jenis perletakannya dalam hubungannya terhadap ketahanannya terhadap gempa bumi.



Gambar 3.2.1 Kerangka Berpikir

3.3 Modelisasi Kontrol Seismik

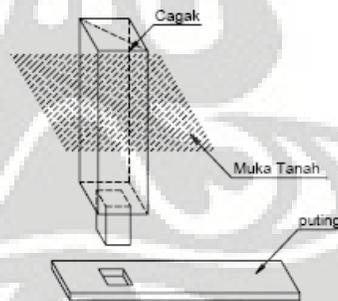
Penelitian ini dilakukan untuk mencari kontrol seismik yang paling dominan dalam meningkatkan *seismic performance* dari suatu rumah tradisional. Dalam penelitian ini terdapat empat kontrol seismik yang akan diteliti yaitu sistem perletakan, ketinggian tiang, sistem sambungan dan sistem pengaku.

3.3.1 Sistem Perletakan

Dalam penelitian ini terdapat empat sistem perletakan yang akan digunakan yaitu perletakan jepit, sendi dan umpak.

a. Perletakan Jepit

Perletakan jepit adalah sistem perletakan yang paling banyak terdapat dalam konstruksi bangunan saat ini, baik struktur sederhana maupun bangunan-bangunan tinggi. Sebagian rumah tradisional juga menggunakan perletakan jepit. Perletakan jepit pada rumah kayu sederhana biasanya berupa tiang yang ditanam langsung ke dalam tanah. Pada replika rumah adat yang dibuat biasanya dilakukan pembetonan pada pondasi.



(ihsan, 2008)

Gambar 3.3.1 Perletakan Jepit pada Rumah Limas

Pemodelan untuk tipe perletakan ini yaitu dengan membuat suatu titik yang tidak mengizinkan adanya translasi dan rotasi pada semua arah. Reaksi perletakannya berupa gaya dan momen.



Gambar 3.3.2 Perletakan Jepit pada SAP2000

b. Perletakan Sendi

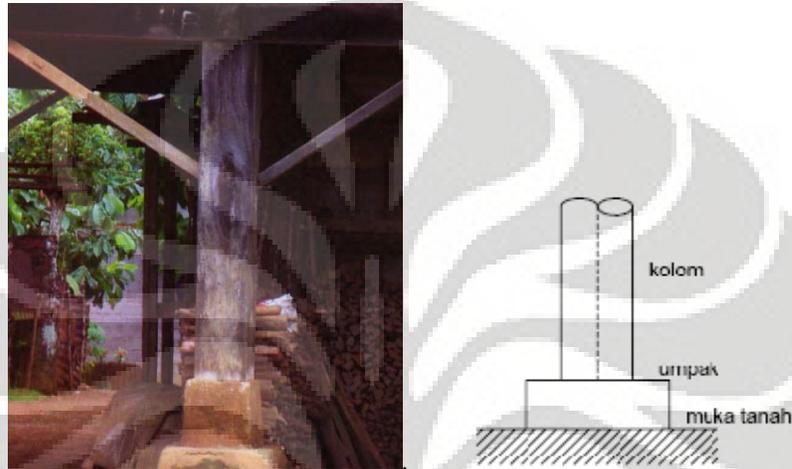
Perletakan sendi adalah yaitu perletakan yang mengizinkan adanya rotasi namun tidak mengizinkan adanya translasi. Pada bangunan beton biasanya dibuat tulangan yang menyilang sehingga memungkinkan perletakan untuk mengalami sedikit rotasi tanpa mengalami keruntuhan.



Gambar 3.3.3 Perletakan Sendi pada SAP2000

c. Perletakan Umpak

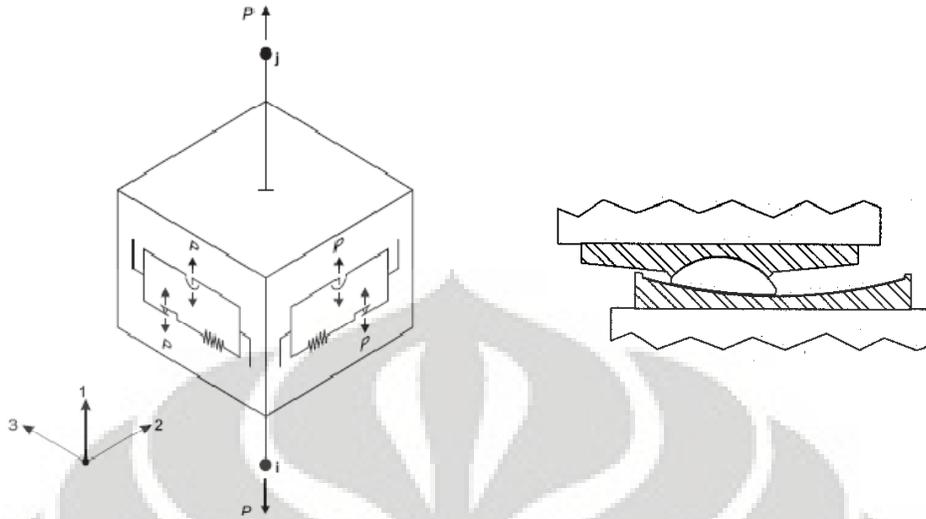
Perletakan umpak ditemukan pada beberapa rumah tradisional di Indonesia. Strukturnya biasanya berupa tiang yang diletakkan di atas batu sehingga memungkinkan terjadinya translasi. Pada beberapa rumah tradisional perletakan semacam ini disebut dengan sistem pondasi *umpak*



Gambar 3.3.4 Perletakan Umpak

Sistem pondasi *umpak* terdapat pada beberapa rumah tradisional Sumatra. Pondasi *umpak* adalah pondasi yang kayu diletakkan begitu saja diatas batu lempeng dan batu juga diletakkan begitu saja diatas tanah. Sehingga gaya yang bekerja pada pondasi umpak adalah gaya gesek batu dengan kayu ($\mu = 0,4$). Gaya gesek ini dipengaruhi oleh koefisien gesek antar dua material berbeda dan gaya vertikal tegak lurus terhadap arah gaya gesek bekerja. Dalam penelitian ini hubungan antara batu dan permukaan tanah dianggap menyatu sehingga gesekan antara batu dan tanah diabaikan.

Pemodelan untuk perletakan ini digunakan suatu *link* dengan tipe sistem *friction-pendulum isolator*. Sistem ini berupa isolasi *friction-pendulum* yang memiliki properti gesek pada kedua arah geser (sumbu x dan y global), kekakuan setelah slip pada arah geser akibat radius dari pendulum, perilaku gap pada arah aksial dan kekakuan efektif linear pada arah ketiga rotasi momen. Gambar 3.3.5 menunjukkan pemodelan dari sistem ini.



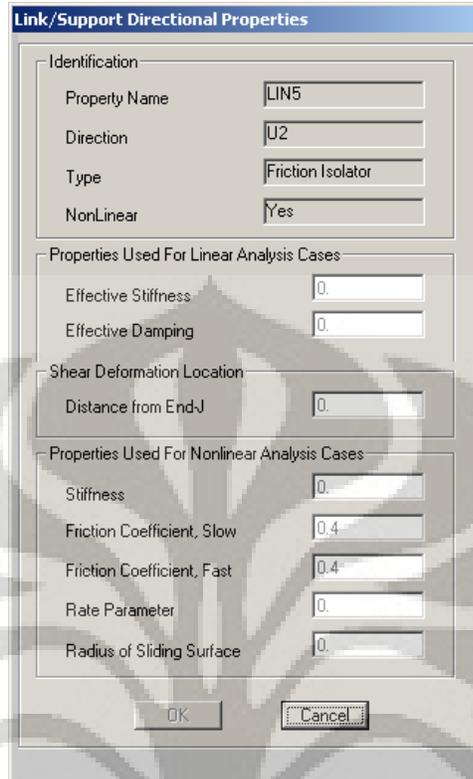
Sumber: Manual SAP2000

Gambar 3.3.5 *friction-pendulum isolation*

Walaupun sistem ini dimaksudkan untuk memodelkan suatu *friction-pendulum* isolator, namun model ini juga dapat digunakan untuk memodelkan suatu model gap dengan gesekan antara dua permukaan seperti pada sistem pondasi umpak.

Gaya gesek yang terjadi berbanding lurus dengan gaya tekan aksial pada elemen ini dan elemen ini tidak dapat menanggung gaya tarik aksial. Sistem ini mengizinkan struktur yang ditopang kembali ke tempat semula dengan mekanisme permukaan gesek yang berbentuk *spherical concave* dengan radius tertentu. Model ini menyelesaikan masalah agar suatu sistem friksi dapat kembali ke tempat semula. Namun dalam penelitian ini radius dari permukaan gesekan diinput nol sehingga permukaan berupa permukaan yang datar. Permukaan yang datar menyebabkan struktur yang ditopang tidak kembali ke posisi semula sehingga menimbulkan lendutan sisa.

Jika kedua derajat kebebasan pada kedua arah (arah 2 dan 3 atau x dan y) geser adalah nonlinear, maka gaya gesek dan efek pendulum untuk masing-masing deformasi bekerja secara paralel.



Gambar 3.3.6 *friction-pendulum isolation* pada SAP2000

Penggunaan model dengan sistem *friction-pendulum isolator* lebih akurat karena model ini memperhitungkan perubahan gaya aksial akibat gaya dinamik sedangkan apabila menggunakan model multi linear plastis maka besarnya gaya tekan harus ditentukan dan tidak berubah ketika terjadi gaya gempa dinamik yang sebenarnya dapat menambah atau mengurangi besarnya gaya aksial pada sistem.

3.3.2 Ketinggian Tiang

Ketinggian tiang divariasikan untuk mengetahui pengaruh konfigurasi panggung dibandingkan dengan struktur non panggung. Ketinggian tiang yang pendek dapat dianggap sebagai struktur nonpanggung.

3.3.3 Sistem Pengaku (*Bracing*)

Dalam rumah-rumah tradisional terdapat beberapa jenis. Dalam penelitian ini diuji tiga tipe yaitu sistem tanpa pengaku, pengaku horizontal dan pengaku diagonal.



Gambar 3.3.7 Struktur tanpa *bracing* pada Rumah Tradisional Aceh



Gambar 3.3.8 Struktur dengan *bracing* horizontal pada Rumah Tradisional Toraja



Gambar 3.3.9 Struktur dengan *bracing* diagonal pada Rumah Tradisional Nias

3.3.4 Sistem Sambungan

Pada rumah-rumah tradisional sambungan pada umumnya berupa sambungan kayu berupa pasak, paku dan ada sebagian yang diikat. Sangat sulit untuk memodelkan sambungan ini dalam analisis struktur. Dalam analisis struktur ada dua jenis sambungan yang umum digunakan yaitu sambungan kaku (*rigid*) dan sambungan sendi.

Sambungan yang ada pada rumah-rumah tradisional dari pengamatan tidak bisa dianggap sambungan yang kaku namun tidak dapat dianggap sebagai sambungan sendi. Oleh karena itu pada penelitian ini sambungan dimodelkan dengan *partial fixity* pada sambungan antara balok dan kolom dimana kolom dianggap menerus dari pondasi sampai atap.



Gambar 3.3.10 Beberapa sambungan pada replika rumah tradisional

3.4 Properti Material

Material yang digunakan pada rumah tradisional pada dasarnya merupakan material alam tetapi pada perkembangannya seringkali diganti dengan material buatan manusia.

Material utama dari rumah tradisional adalah kayu yang rata-rata merupakan kayu yang bagus dan kuat sehingga dapat diasumsikan kelas kayu I, dan dengan pengawetan yang baik yaitu dilakukan dengan cara direndam dalam air yang mengalir dan dilakukan dalam waktu yang lama.

Tabel 3.4.1 Properti Material

Nama Material	Kayu Kelas I
Masa Jenis	1000 Kg/m ³
Modeulus Elastisitas	125000 kg/cm ²
<i>Poisson Ratio</i>	0,3
Modulus Geser	4807,7 kg/cm ²

3.5 Pembebanan

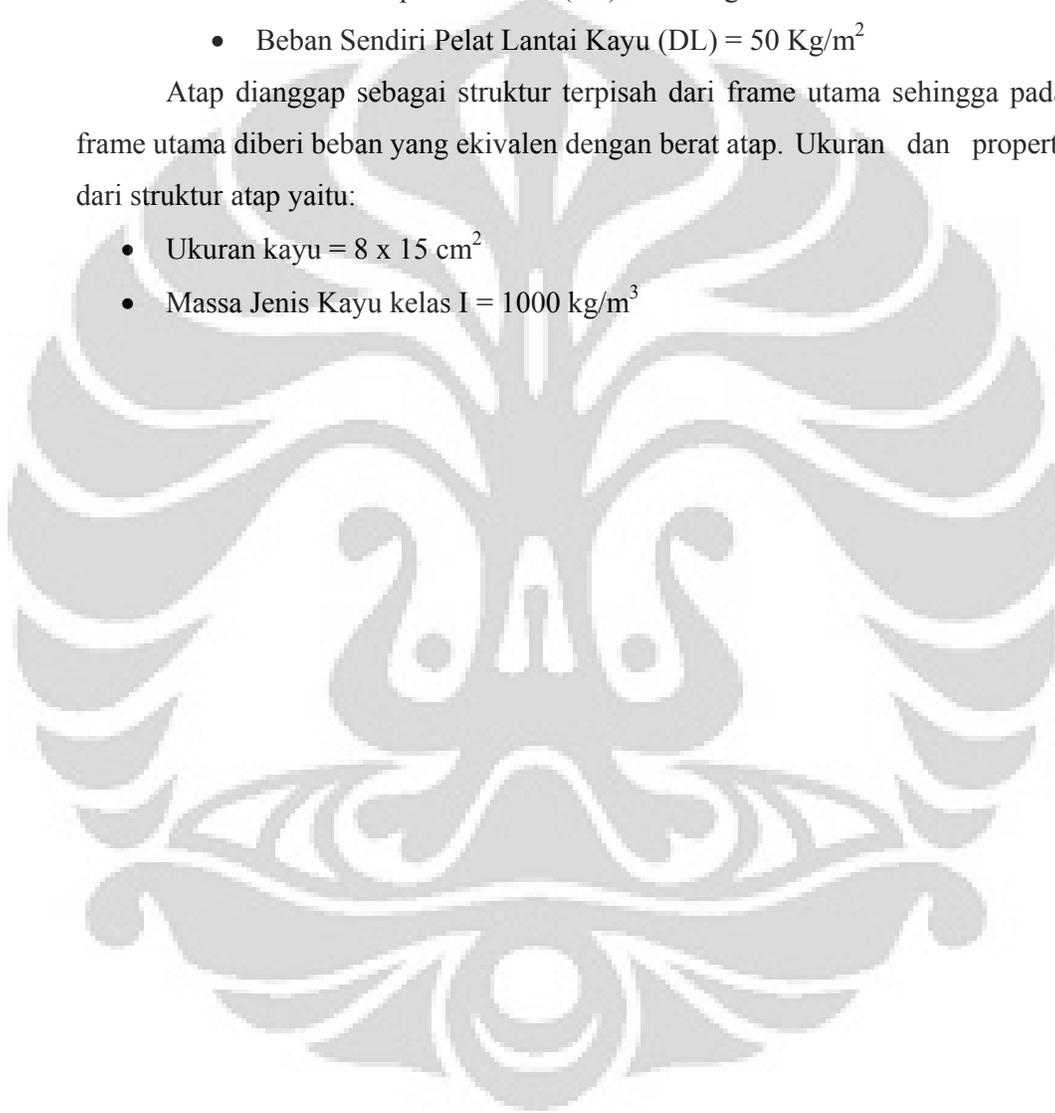
3.5.1 Beban Hidup dan Beban Mati

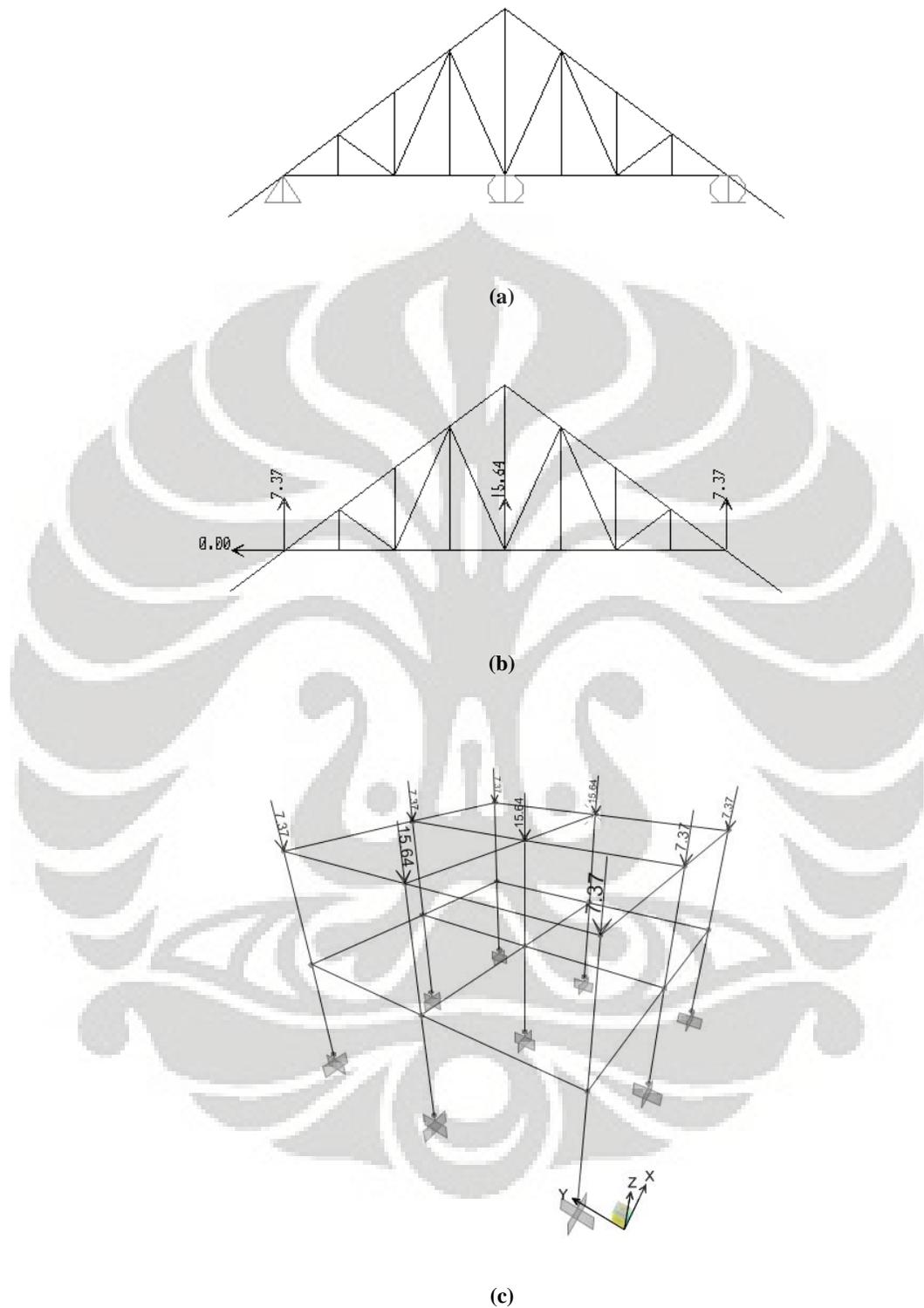
Pembebanan yang dilakukan mengacu kepada Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SKBI 1.3.53.1987). Beban untuk pelat lantai yang diambil:

- Beban Hidup Pada lantai (LL) = 200 Kg/m^2
- Beban Sendiri Pelat Lantai Kayu (DL) = 50 Kg/m^2

Atap dianggap sebagai struktur terpisah dari frame utama sehingga pada frame utama diberi beban yang ekivalen dengan berat atap. Ukuran dan properti dari struktur atap yaitu:

- Ukuran kayu = $8 \times 15 \text{ cm}^2$
- Massa Jenis Kayu kelas I = 1000 kg/m^3





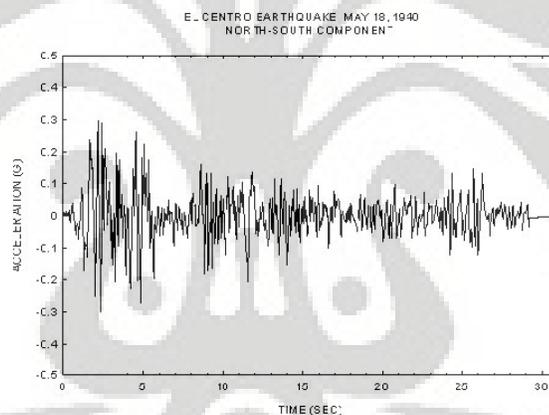
Gambar 3.5.1 (a) Model Struktur Atap (b) Reksi Perletakan Atap (bekerja pada kolom) (c) Beban Atap pada Frame Utama

3.5.2 Beban Gempa

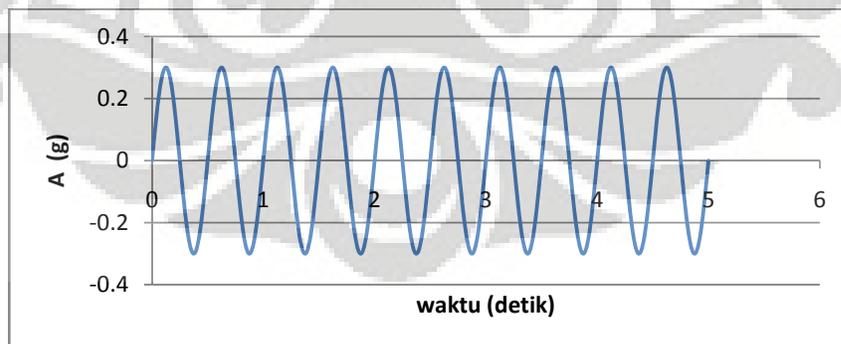
Beban gempa yang digunakan ada empat buah sesuai dengan yang tertera pada tabel 3.5.1

Tabel 3.5.1 Beban Gempa yang digunakan

Jenis Beban Gempa	Periode	Jumlah Siklus	Durasi	Amplitudo	Ket
<i>El Centro N-S Component</i>	-	-	31,2 detik	0,3 g	t=0 A=0
Sinusoidal 1	0,5 detik	10	5 detik	0,3 g	t=0 A=0
Sinusoidal 2	1,0 detik	5	5 detik	0,3 g	t=0 A=0
Sinusoidal 3	2,0 detik	3	6 detik	0,3 g	t=0 A=0



(a)



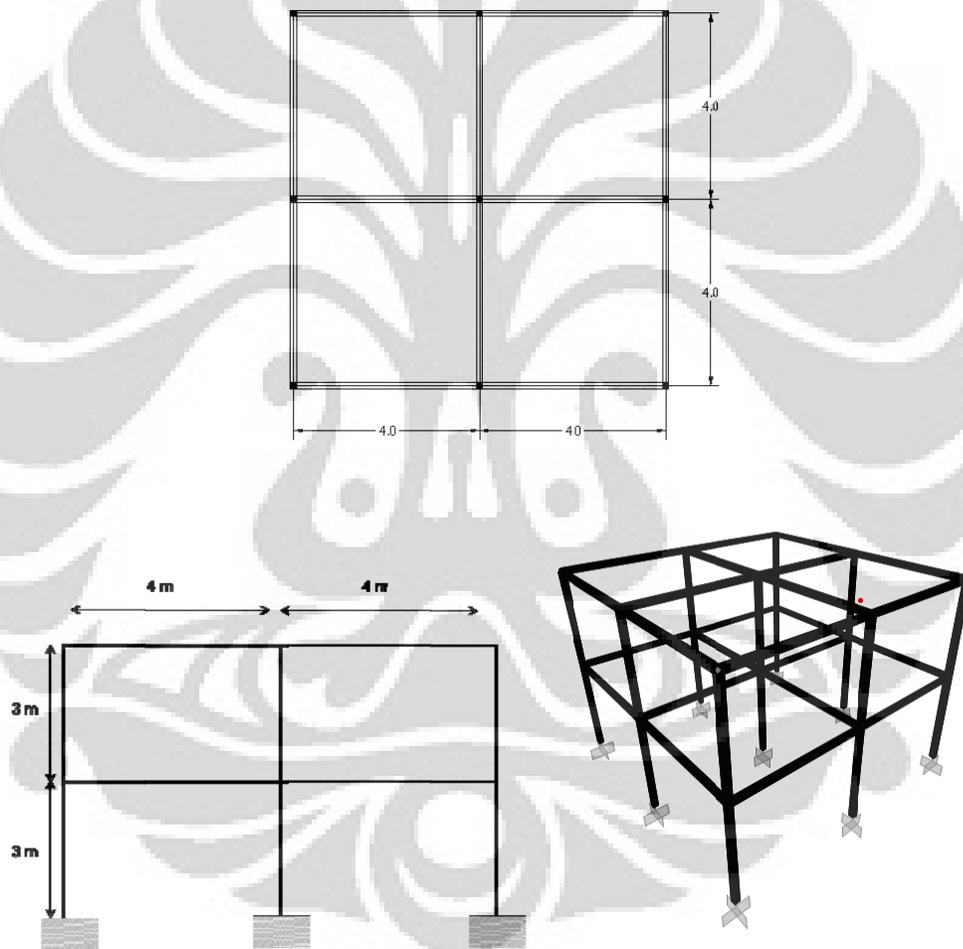
(b)

Gambar 3.5.2 (a) Akselerogram El Centro (b) Fungsi Sinusoidal 1

3.6 Model dan Variabel Penelitian

Dalam penelitian ini model struktur dibagi menjadi tiga bagian. Bagian pertama yaitu model dengan variasi ketinggian, bagian kedua variasi pengaku dan bagian ketiga variasi sistem sambungan.

Model yang digunakan adalah model 3 dimensi dengan ukuran 8 x 8 meter dengan kolom pada selang 4 m. Gambar 3.6.1 menunjukkan denah model dan gambar perspektif dari model yang digunakan.



Gambar 3.6.1 Model Struktur

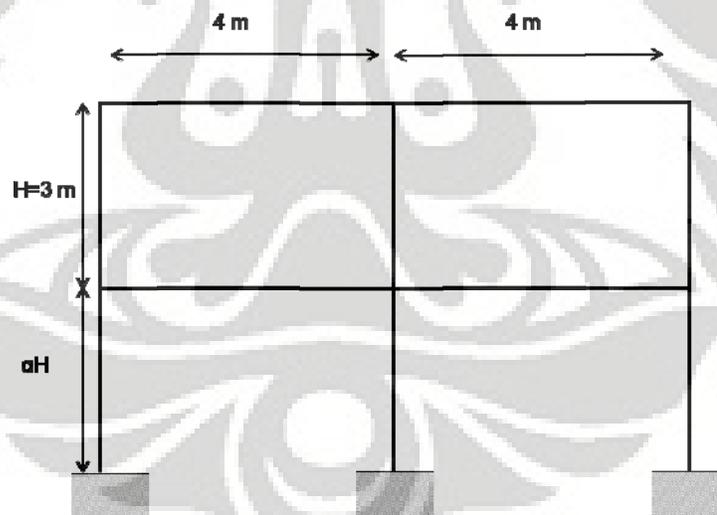
Ukuran yang digunakan dihitung berdasarkan metode ASD (*Allowable Stress Design*). Tabel 3.6.2 menunjukkan ukuran untuk masing-masing kolom, balok dan *bracing*.

Tabel 3.6.1 Ukuran Penampang Model

Elemen Struktur	Ukuran (cm)	Material
Kolom	15 x 15	Kayu Kelas I
Balok	16 x 12	Kayu Kelas I
<i>Bracing</i>	10 x 5	Kayu Kelas I

3.6.1 Variasi Tinggi Tiang

Pada bagian ini tinggi kolom bawah divariasikan dari 3,0 m sampai 0,0 meter dengan interval 0,3 m. Gambar di bawah ini menunjukkan bagaimana ketinggian tiang divariasikan.

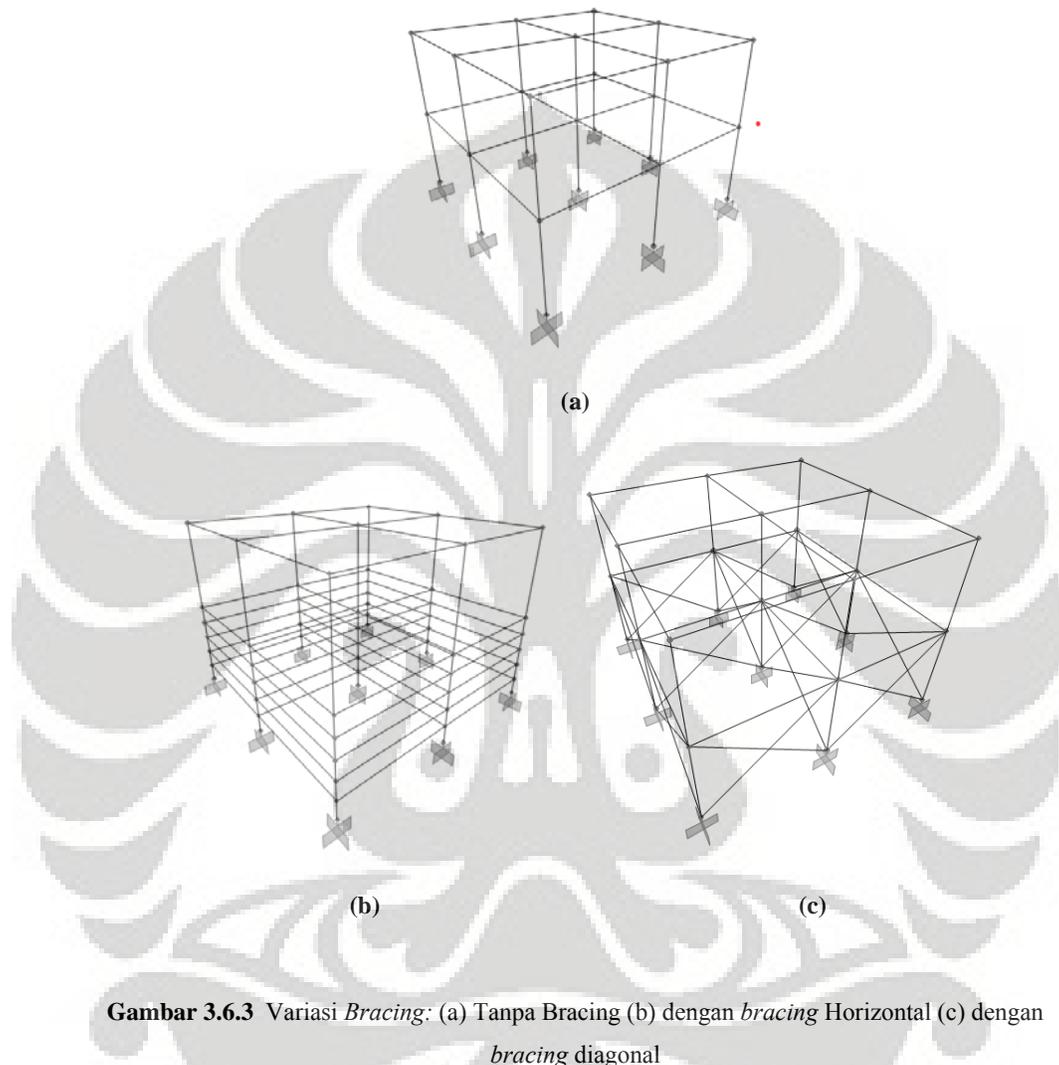


Gambar 3.6.2 Variasi Tinggi Tiang

Nilai α bergerak dari nilai 1,0 sampai 0,0 dengan interval 0,1. Jadi tinggi tiang divariasikan dari 3 m sampai 0 m dengan interval 0,3 m.

3.6.2 Variasi Tipe Pengaku

Dalam bagian ini diuji tiga tipe model yaitu sistem tanpa pengaku, pengaku horizontal dan pengaku diagonal.

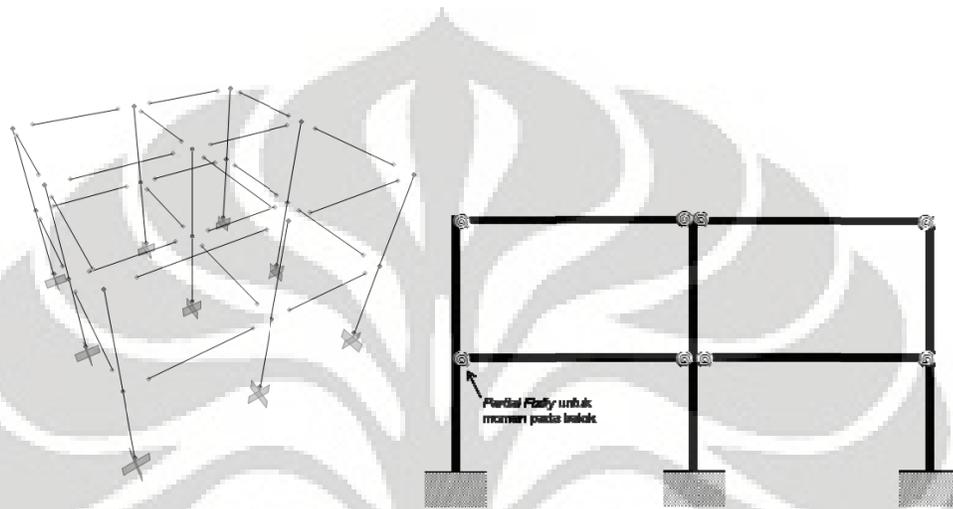


Gambar 3.6.3 Variasi *Bracing*: (a) Tanpa *Bracing* (b) dengan *bracing* Horizontal (c) dengan *bracing* diagonal

Untuk pengaku horizontal divariasikan juga sistem sambungan dengan kolom yaitu dengan sambungan sendi dan sambungan kaku sehingga seluruhnya ada empat variasi pada bagian ini.

3.6.3 Variasi Sistem Sambungan

Sistem sambungan divariasikan menjadi sambungan berupa *partial fixity*, yaitu dimana di kedua ujung balok dipasang pegas. Besarnya nilai kekakuan pegas divariasikan dari nol sampai mendekati tak hingga.



Gambar 3.6.4 Variasi Sistem Sambungan dengan *Partial Fixity*

3.6.4 Variasi Sistem Perletakan untuk pondasi umpak

Pada bagian ini dilakukan variasi terhaap perletakan yaitu perletakan sendi, jepit dan perletakan umpak. Variasi ini khusus dilakukan karena pada perletakan umpak dilakukan analisis nonliener.

Gambar 3.6.5 Struktur dengan perletakan umpak

3.7 Metode Analisis

Analisis yang digunakan adalah modal analisis (metode eigen vektor), dan analisis riwayat waktu (*modal time history* dan *direct integration* untuk nonlinear). Rasio redaman diasumsikan sebesar 6%.

TABLE 11.2.1 RECOMMENDED DAMPING VALUES

Stress Level	Type and Condition of Structure	Damping Ratio (%)
Working stress, no more than about $\frac{1}{2}$ yield point	Welded steel, prestressed concrete, well-reinforced concrete (only slight cracking)	2-3
	Reinforced concrete with considerable cracking	3-5
	Bolted and/or riveted steel, wood structures with nailed or bolted joints	5-7
At or just below yield point	Welded steel, prestressed concrete (without complete loss in prestress)	5-7
	Prestressed concrete with no prestress left	7-10
	Reinforced concrete	7-10
	Bolted and/or riveted steel, wood structures with bolted joints	10-15
	Wood structures with nailed joints	15-20

Source: N. M. Newmark, and W. J. Hall, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, Calif., 1982.

Sumber: Chopra

Gambar 3.7.1 Rasio Redaman yang direkomendasikan

Semua analisis menggunakan bantuan perangkat lunak SAP2000. Analisis melalui beberapa tahap yaitu:

1. Penentuan Ukuran dan Properti Material
2. Modelisasi dengan SAP2000
3. Analisis dengan metode *Time History*
4. Tabulasi Data. Parameter yang akan dianalisis dan dibandingkan adalah:
 - a. Periode getar
 - b. Gaya geser dan Momen Guling
 - c. Lendutan
 - d. Gaya-gaya dalam
5. Analisis
6. Kesimpulan

BAB 4

HASIL PENELITIAN DAN ANALISIS

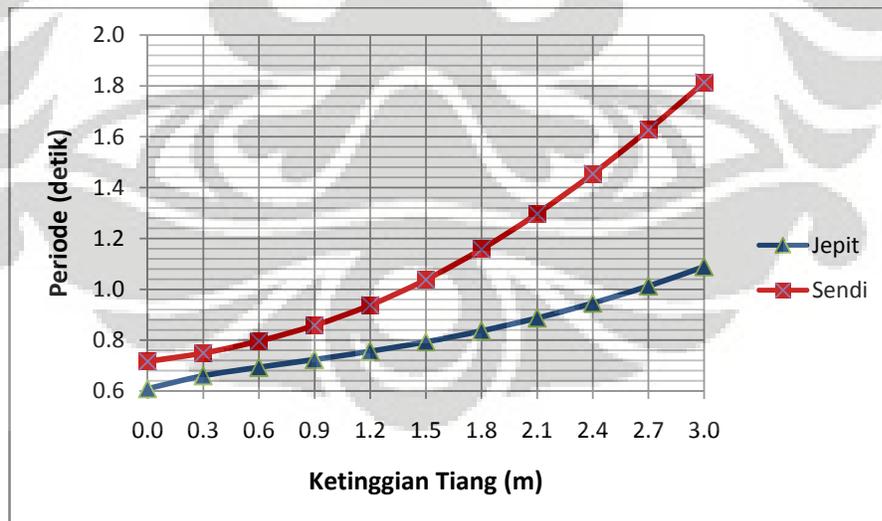
4.1 Analisis Pengaruh Variasi Ketinggian Tiang

Pada bagian ini akan ditinjau dan dianalisis pengaruh ketinggian tiang dari model rumah panggung terhadap periode bangunan, gaya geser, momen guling, lendutan dan gaya-gaya yang terjadi pada elemen struktur akibat beban gempa.

Dalam bagian ini ketinggian tiang divariasikan dari 3,0 m sampai 0,0 m. Selain itu perletakan juga divariasikan dalam dua jenis perletakan yaitu perletakan jepit dan perletakan sendi.

4.1.1 Periode Bangunan

Dari modal analisis terlihat bahwa semakin besar ketinggian tiang maka periode bangunan semakin besar. Model dengan perletakan sendi memiliki periode yang lebih besar dibandingkan dengan model dengan perletakan jepit. Gambar 4.1.1 menunjukkan pengaruh variasi ketinggian terhadap periode alami bangunan untuk perletakan jepit dan sendi.



Gambar 4.1.1 Periode Alami Bangunan

Periode bangunan dipengaruhi oleh besarnya massa dan kekakuan. Secara teori rumus periode adalah

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

dimana periode berbanding lurus dengan akar kuadrat dari massa (m) dan berbanding terbalik dengan akar kuadrat dari kekakuan (k). Semakin besar massa maka akan semakin besar periodenya dan semakin kaku suatu bangunan maka akan semakin kecil periodenya.

Suatu struktur dengan perletakan jepit tentunya memiliki kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan struktur dengan perletakan sendi. Akibatnya periode struktur dengan perletakan jepit lebih kecil dibandingkan dengan struktur dengan perletakan sendi.

Semakin tinggi struktur maka tentunya kekakuan akan semakin kecil. Seperti yang kita ketahui bahwa kekakuan berbanding terbalik dengan tinggi tiang. Oleh karena itu semakin tinggi tiang maka periode bangunan akan semakin besar.

Dalam hal ini semakin tinggi semakin tinggi bangunan maka akan semakin besar pula massanya, namun besarnya penambahan massa relatif sangat kecil jika dibandingkan dengan semakin kecilnya kekakuan akibat peninggian tiang.

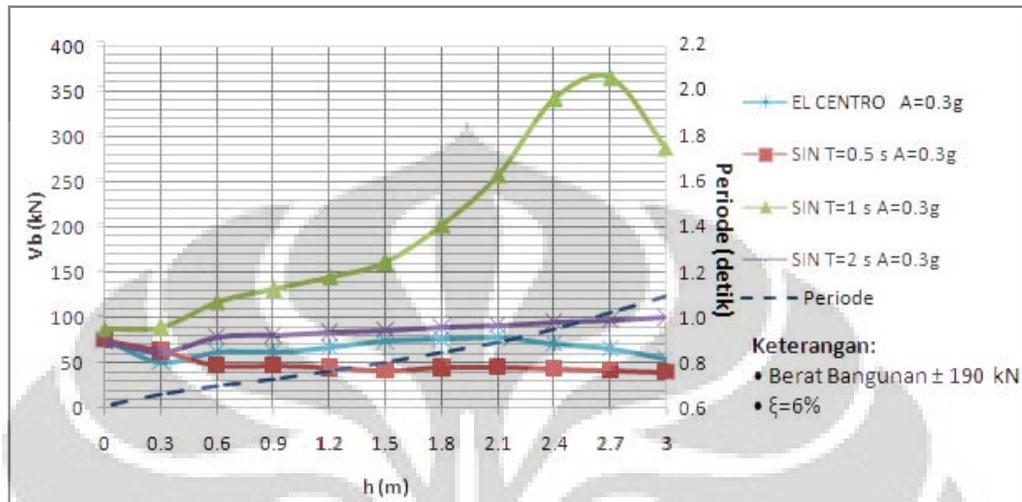
4.1.2 Gaya Geser Dasar

Dari analisis dinamik riwayat waktu didapat gaya geser untuk masing-masing beban gempa. Gaya gempa yang digunakan semuanya memiliki percepatan puncak 0,3 g. Gaya geser menunjukkan besarnya reaksi horizontal maksimum akibat gaya dinamik gempa. Besarnya gaya geser ini menunjukkan efek gaya dinamik yang menimpa struktur.

4.1.2.1 Perletakan Jepit

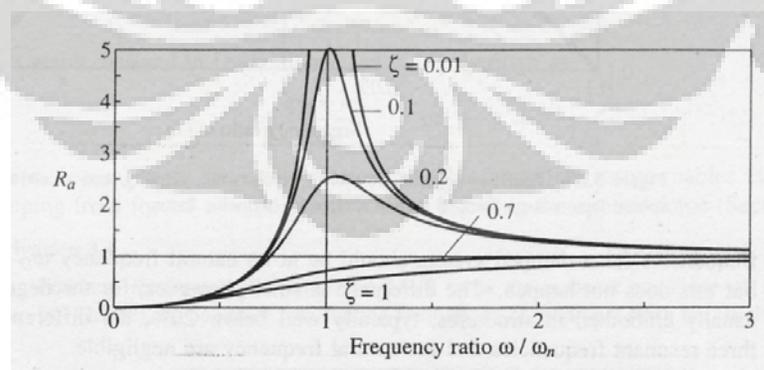
Dari penjelasan sebelumnya didapat kesimpulan bahwa periode bangunan pada model dengan perletakan jepit lebih kecil dibandingkan dengan model struktur dengan perletakan sendi. Grafik di bawah ini menunjukkan gaya geser

dasar pada model dengan perletakan jepit terhadap variasi ketinggian tiang. Untuk mempermudah analisis ditambahkan grafik periode alami struktur.



Gambar 4.1.2 Gaya Geser Dasar Bangunan terhadap Variasi Ketinggian pada model perletakan jepit

Terlihat dari grafik 4.1.2 bahwa gaya geser akibat percepatan dengan fungsi sinusoidal dengan periode 1,0 detik menimbulkan gaya geser yang paling signifikan. Hal ini disebabkan karena pada saat periode gempa memiliki nilai yang mendekati periode bangunan maka akan terjadi resonansi sehingga timbul gaya gempa yang sangat besar. Periode dari model bangunan yang memiliki tinggi tiang 2,7 m adalah 1,013 detik sehingga pada model ini terjadi gaya gempa yang besar akibat percepatan dalam fungsi sinusoidal dengan periode 1,0 detik.



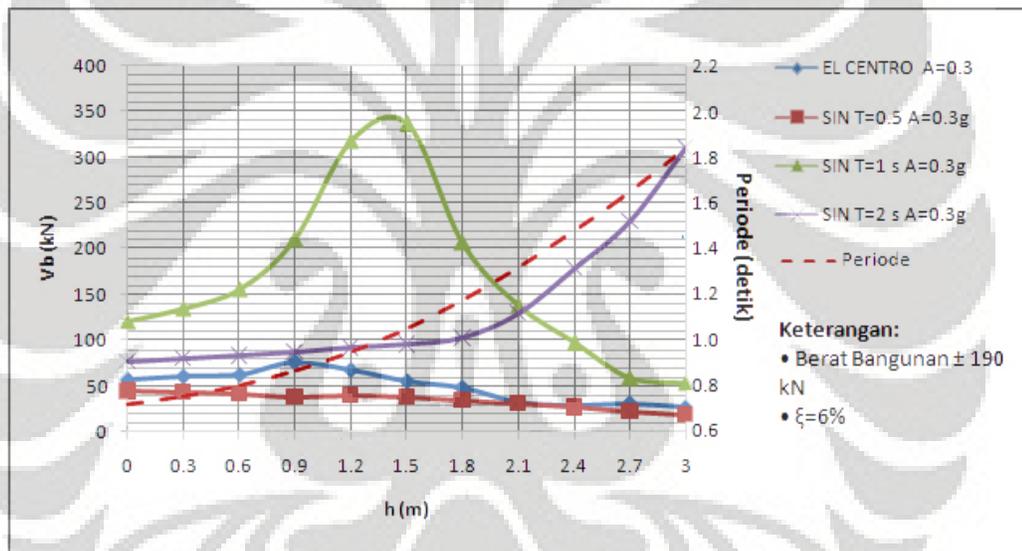
Sumber: Chopra hal. 77

Gambar 4.1.3 Faktor Respon Percepatan akibat beban harmonik

Dari grafik 4.1.21 sulit untuk ditinjau gaya geser akibat gempa el centro dan gempa lainnya karena sangat kecil bila dibandingkan gaya geser akibat percepatan dengan fungsi sinusoidal dengan periode 1 detik. Oleh karena itu analisisnya akan dijelaskan pada sub bab 4.1.2.3.

4.1.2.2 Perletakan Sendi

Dari penjelasan sebelumnya didapat kesimpulan bahwa periode bangunan pada model dengan perletakan sendi lebih besar dibandingkan dengan model struktur dengan perletakan jepit. Grafik 4.1.4 menunjukkan gaya geser dasar pada model dengan perletakan sendi terhadap variasi ketinggian tiang.



Gambar 4.1.4 Gaya Geser Dasar Bangunan terhadap Variasi Ketinggian pada Model Perletakan Sendi

Terlihat dari grafik bahwa gaya geser akibat percepatan dengan fungsi sinusoidal dengan periode 1,0 detik menimbulkan gaya geser yang paling besar. Hal ini disebabkan karena pada saat periode gempa memiliki nilai yang mendekati periode bangunan maka akan terjadi resonansi sehingga timbul gaya gempa yang sangat besar. Periode dari model bangunan yang memiliki tinggi tiang 1,5 m adalah 1,038 detik sehingga pada model ini terjadi gaya gempa yang besar akibat percepatan dalamn fungsi sinusoidal dengan periode 1,0 detik.

Selain itu terlihat juga dari grafik bahwa gaya geser akibat percepatan dengan fungsi sinusoidal dengan periode 2,0 detik menimbulkan gaya geser yang semakin besar seiring dengan semakin besarnya ketinggian tiang. Hal ini disebabkan karena semakin besar ketinggian maka periode akan semakin mendekati nilai 2,0 detik dimana nilai periode 2,0 detik akan menimbulkan resonansi. Periode dari model bangunan yang memiliki tinggi tiang 3,0 m adalah 1,814 detik sehingga pada model ini terjadi gaya gempa yang paling besar akibat percepatan dalam fungsi sinusoidal dengan periode 2,0 detik.

Dari grafik 4.1.4 sulit untuk dilihat gaya geser akibat gempa el centro dan gempa lainnya karena sangat kecil bila dibandingkan gaya geser akibat percepatan dengan fungsi sinusoidal dengan periode 1,0 detik. Oleh karena itu analisisnya akan dijelaskan pada sub bab 4.1.2.3

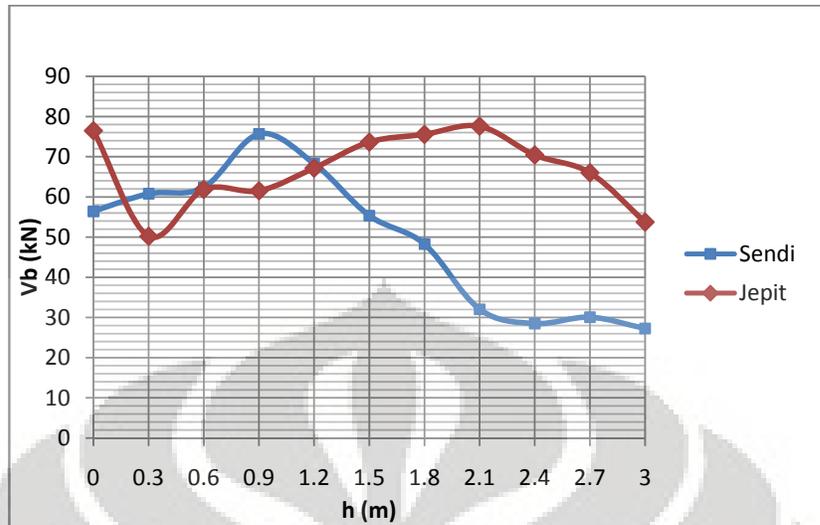
4.1.2.3 Perbandingan Gaya Geser pada Perletakan Jepit dan Sendi

Pada bagian ini akan dianalisis perbandingan gaya geser pada perletakan jepit dan sendi. Analisis akan dibagi menurut gaya gempa yang dibebankan yaitu gempa el centro dan gempa sinusoidal. Semua beban gempa memiliki percepatan puncak 0,3 g.

a. El Centro

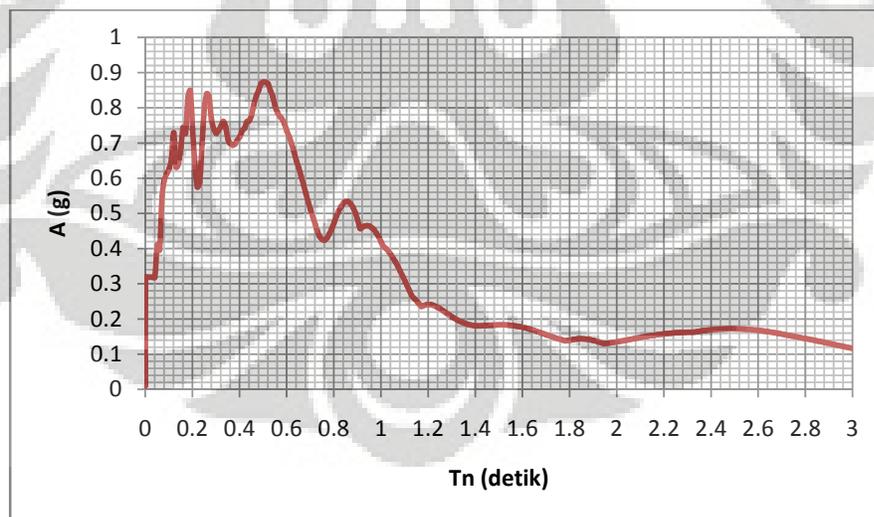
Gempa El Centro adalah standar karena akselogramnya mengandung frekuensi yang lebar, tercatat pada jarak sedang dari pusat gempa dan memiliki magnitudo yang sedang pula.

Grafik di bawah ini menunjukkan gaya geser akibat percepatan gempa El Centro dengan percepatan puncak yang dinormalisasi pada 0,3 g. Dapat dilihat bahwa pada ketinggian tiang di atas 1,2 m, gaya geser pada struktur dengan perletakan jepit lebih besar dibandingkan dengan struktur dengan perletakan sendi.



Gambar 4.1.5 Gaya Geser Dasar Bangunan terhadap akibat gempa El Centro yang dinormalisasi

Untuk menganalisa lebih jauh maka akan lebih akurat bila kita melihat respon spektrum dari gempa El Centro. Grafik 4.5 menunjukkan respon spektrum percepatan untuk suatu sistem SDOF untuk berbagai nilai redaman akibat gempa El Centro.



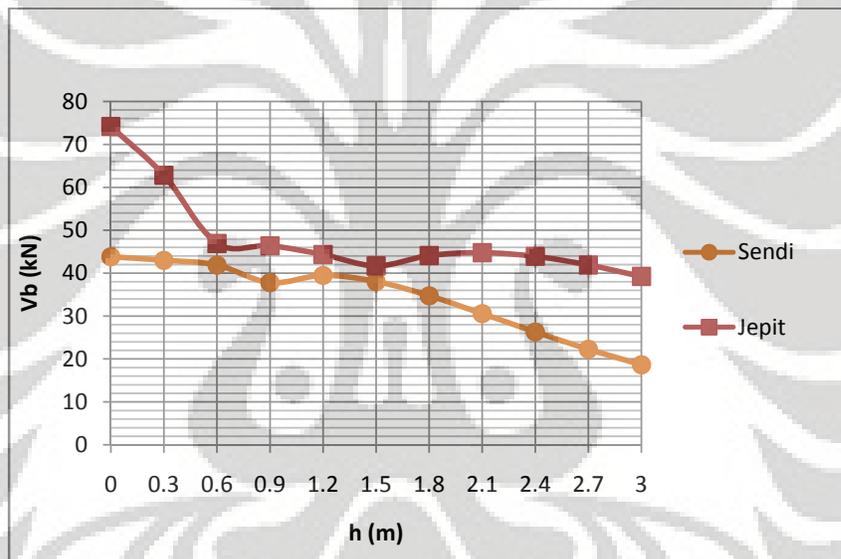
Gambar 4.1.6 Respon Sepktra untuk gempa El Centro dengan rasio redaman 6%

Dari respon spektrum pada gambar 4.5 pada periode yang lebih besar dari kurang lebih 0,5 detik percepatan puncak yang terjadi semakin menurun seiring

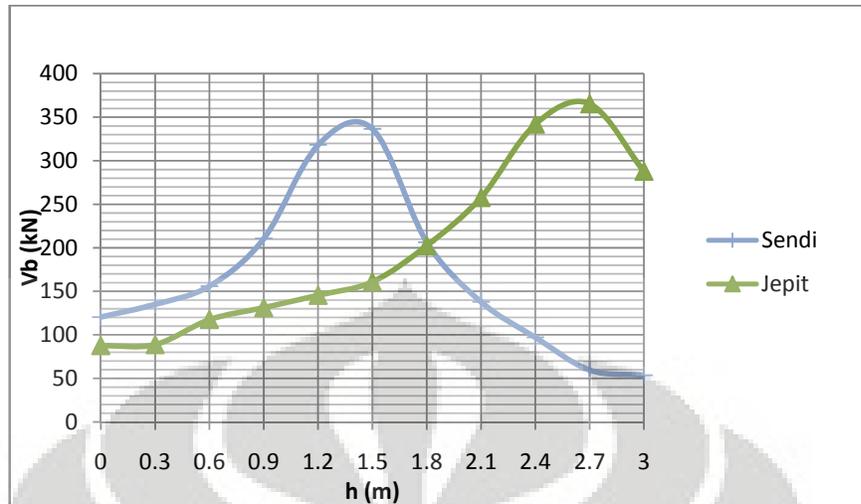
dengan bertambah besarnya periode bangunan kecuali pada periode kurang lebih 0,75 detik sampai 0,85 detik dimana trennya sebaliknya.

b. Percepatan Gempa Sinusoidal dengan periode 0,5 detik, 1 detik dan 2 detik

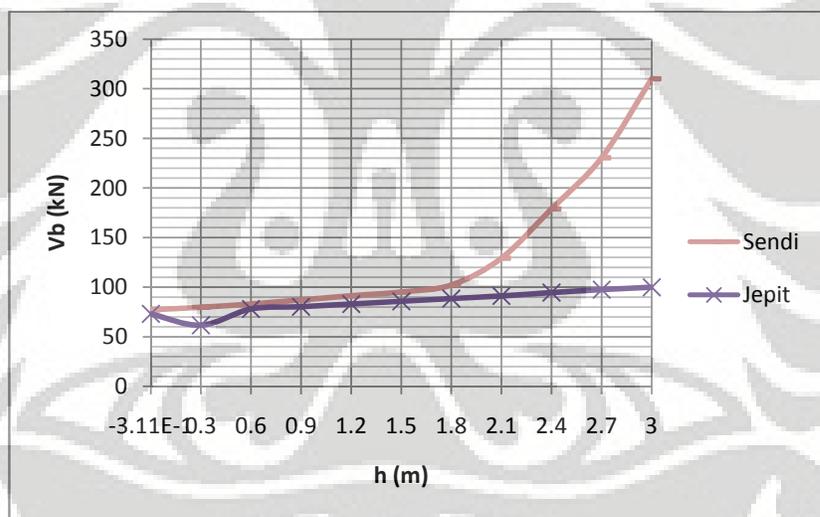
Pada bagian ini akan ditinjau gaya geser dasar akibat percepatan gempa sinusoidal. Dalam penelitian ini periode gempa sinusoidal divariasikan yaitu 0,5 detik, 1 detik dan 2 detik. Gambar 4.7, 4.8 dan 4.9 menunjukkan pengaruh variasi ketinggian pada gaya geser dasar bangunan untuk masing-masing fungsi sinusoidal.



Gambar 4.1.7 Gaya Geser Gempa Akibat Fungsi Sinusoidal dengan T 0,5 detik



Gambar 4.1.8 Gaya Geser Gempa Akibat Fungsi Sinusoidal dengan T 1,0 detik



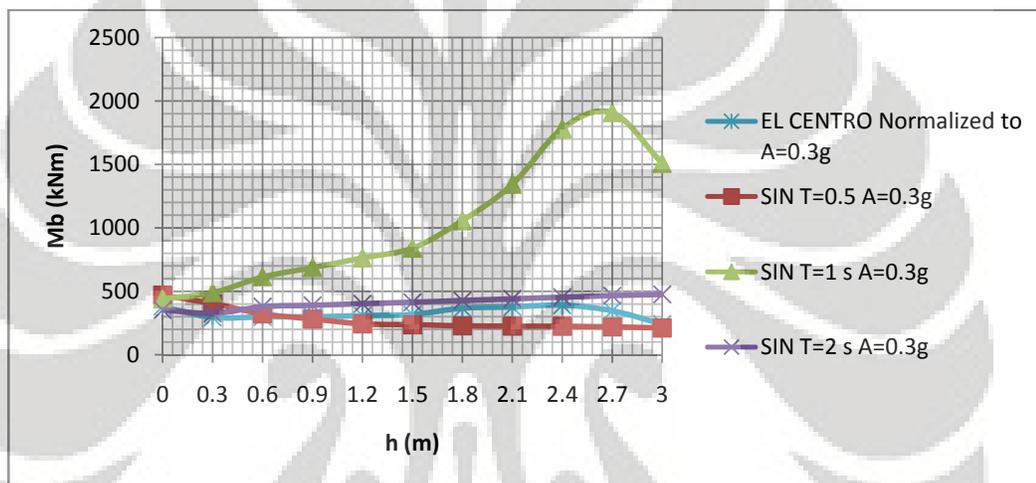
Gambar 4.1.9 Gaya Geser Gempa Akibat Fungsi Sinusoidal dengan T 2,0 detik

Dari grafik-grafik di atas dapat terlihat bahwa gaya geser dasar lebih besar pada struktur dengan perletakan sendi ketika periode bangunan lebih kecil dari periode gempa namun gaya geser dasar lebih kecil pada struktur dengan perletakan sendi apabila periode bangunan lebih besar daripada periode gempa. Hal ini disebabkan periode pada perletakan sendi selalu lebih besar daripada

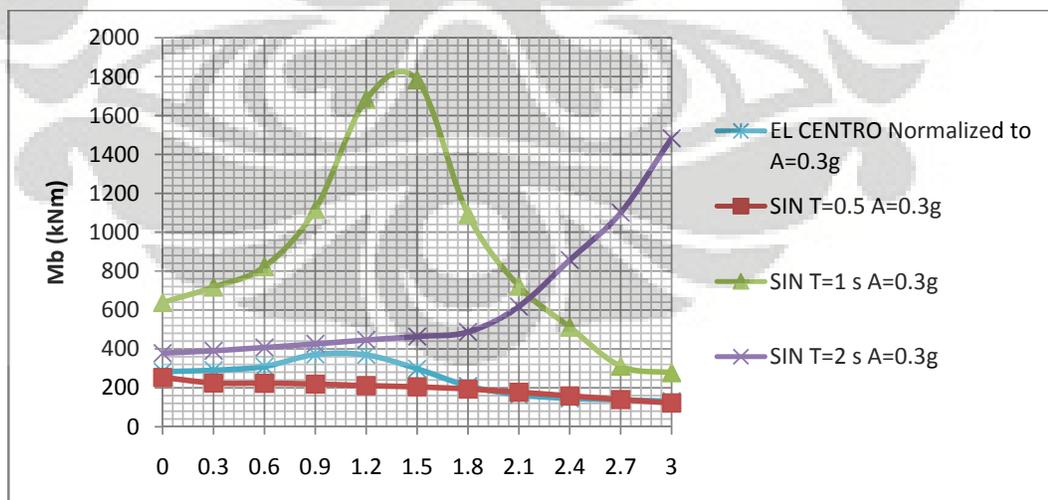
periode pada struktur dengan perletakan jepit dan sifat dari respon struktur terhadap beban harmonik seperti yang tergambar dalam grafik 4.1.3.

4.1.3 Momen Guling

Momen guling yang diakibatkan oleh beban gempa dipengaruhi oleh besarnya gaya geser dasar dan letak pusat massa bangunan ditinjau secara vertikal. Semakin tinggi letak pusat massa dari dasar bangunan maka momen guling yang dihasilkan akan semakin besar. Begitu juga apabila gaya geser dasar semakin besar momen guling yang dihasilkan akan semakin besar juga.



Gambar 4.1.10 Momen Guling Bangunan terhadap Variasi Ketinggian pada model perletakan jepit



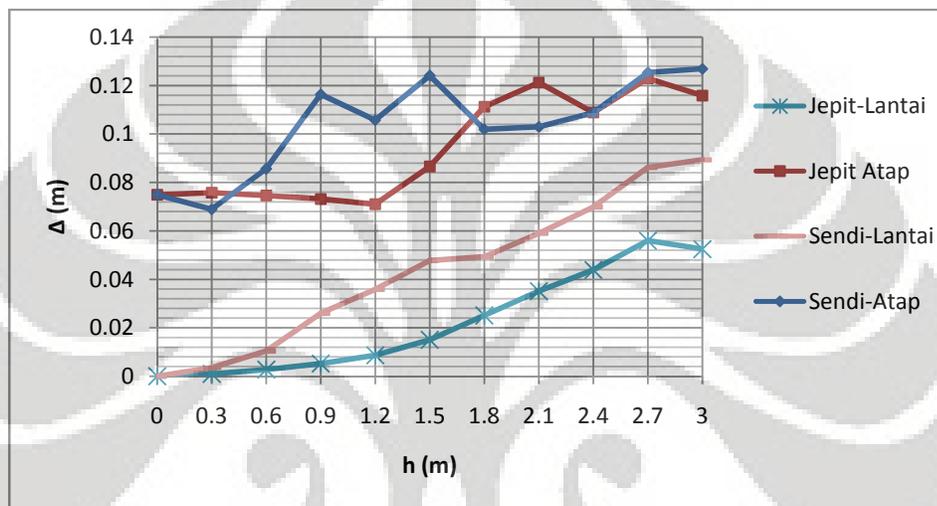
Gambar 4.1.11 Momen Guling Bangunan terhadap Variasi Ketinggian pada model perletakan sendi

Dari grafik-grafik di atas terlihat bahwa tren untuk momen guling ini identik dengan tren pada gaya geser dasar. Hal ini menunjukkan bahwa variasi ketinggian (yang mengakibatkan berubahnya pusat massa) tidak berpengaruh signifikan terhadap momen guling, dalam hal ini gaya geser dasar yang berpengaruh signifikan terhadap momen guling yang terjadi. Sehingga tinggi efektif gaya gempa yaitu hasil bagi antara momen guling dengan gaya geser cenderung konstan



4.1.4 Lendutan

Dalam analisis struktur besarnya lendutan dibatasi agar tidak terjadi kerusakan pada bangunan yang dapat mengurangi fungsi bangunan. Pada bagian ini akan dilihat besarnya lendutan akibat gempa dan pengaruh variasi ketinggian terhadap besarnya lendutan. Lendutan yang ditinjau dalam bagian ini yaitu lendutan pada pusat bangunan pada level lantai dan level atap.



Gambar 4.1.12 Lendutan pada Struktur akibat Gempa El Centro yang dinormalisasi ke 0.3g

Gambar 4.1.12 menunjukkan lendutan akibat gempa El Centro. Dari gambar 4.1.12 di atas terlihat bahwa lendutan yang terjadi pada struktur dengan perletakan sendi pada umumnya lebih besar dibandingkan dengan lendutan pada struktur dengan perletakan jepit, kecuali pada ketinggian tiang 1,8 m sampai 2,4 m dimana terjadi sebaliknya.

Besarnya lendutan dipengaruhi oleh dua hal yaitu besarnya gaya gempa dan kekakuan struktur. Lendutan pada level atap sudah tentu lebih besar dibandingkan dengan lendutan pada level lantai karena kekakuan pada atap tentu lebih kecil dibandingkan dengan pada lantai.

4.1.5 Gaya Dalam Elemen Struktur

Tabel 4.1.1 Gaya Dalam Maksimum Elemen Struktur dengan Perletakan Jepit Akibat Gaya Gempa El Centro

Tinggi	N (kN)						V (kN)						M (kNm)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
3	9.366	0.000	3.831	0.000	1.001	1.386	6.620	8.359	5.274	8.893	3.820	5.556	7.822	10.834	6.468	12.550	8.318	11.774
2.7	10.298	0.000	4.173	0.000	1.440	1.547	8.534	11.096	5.900	9.678	4.162	6.389	7.574	12.193	8.348	13.724	9.086	13.532
2.4	9.645	0.000	3.624	0.000	1.536	1.466	8.975	12.108	5.150	8.311	3.622	6.064	6.180	11.192	7.356	11.773	7.882	12.802
2.1	11.714	0.000	4.974	0.000	1.457	1.514	9.826	13.119	7.207	11.551	4.967	6.747	6.514	10.510	10.204	16.344	10.869	14.162
1.8	11.323	0.000	5.101	0.000	1.393	1.046	10.683	13.979	7.717	11.928	5.093	6.229	5.581	9.550	11.380	17.075	11.185	13.009
1.5	9.100	0.000	4.414	0.000	1.109	1.621	12.728	16.854	7.020	10.437	4.405	4.758	4.877	9.016	10.776	15.157	9.707	9.886
1.2	7.538	0.000	3.898	0.000	1.009	1.401	13.149	18.101	6.597	9.411	3.890	3.817	3.026	6.567	10.425	13.853	8.587	7.888
0.9	7.702	0.000	4.261	0.000	0.984	1.455	10.346	15.533	7.417	10.350	4.250	3.491	4.456	3.614	12.008	15.402	9.408	7.162
0.6	7.704	0.000	4.578	0.000	1.006	1.556	9.469	15.883	8.190	11.214	4.565	3.151	6.666	4.145	13.554	16.882	10.124	6.420
0.3	7.285	0.000	4.923	0.000	0.969	1.126	9.697	14.773	9.200	12.309	4.910	2.367	10.506	9.187	15.687	18.921	10.910	4.784

Tabel 4.1.2 Gaya Dalam Maksimum Elemen Struktur dengan Perletakan Sendi Akibat Gaya Gempa El Centro

Tinggi	N (kN)						V (kN)						M (kNm)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
3	6.280	0.000	1.893	0.000	0.754	0.718	2.769	3.650	1.802	4.191	1.890	4.386	9.074	11.655	3.698	5.420	4.016	9.416
2.7	6.888	0.000	2.076	0.000	0.752	0.874	3.297	4.301	2.017	4.572	2.073	4.850	8.903	11.614	2.611	5.898	4.418	10.389
2.4	6.676	0.000	1.951	0.000	0.765	0.788	3.063	4.232	2.080	4.237	1.950	4.744	7.352	10.158	3.302	5.392	4.158	10.132
2.1	7.320	0.000	2.290	0.000	0.847	0.862	3.747	4.971	2.774	5.050	2.289	5.064	7.868	10.439	4.212	6.563	4.911	10.768
1.8	8.336	0.000	2.996	0.000	0.868	1.158	5.548	7.753	3.979	6.846	2.989	5.575	9.987	13.956	5.135	9.444	6.498	11.792
1.5	11.642	0.000	4.450	0.000	1.412	1.109	6.088	9.681	5.984	10.082	4.441	7.333	9.132	14.521	7.884	13.879	9.684	15.422
1.2	10.944	0.000	3.820	0.000	1.573	0.940	8.620	13.909	5.203	8.541	3.816	7.249	10.344	16.691	6.898	11.663	8.335	15.175
0.9	13.162	0.000	5.139	0.000	1.466	1.777	10.416	16.922	7.439	11.641	5.133	8.147	9.374	15.230	10.853	16.138	11.271	16.912
0.6	10.092	0.000	4.370	0.000	1.105	2.189	9.921	19.233	6.624	9.962	4.365	5.723	5.953	11.540	9.709	13.923	9.629	11.770
0.3	8.247	0.000	3.862	0.000	0.964	4.919	5.778	22.538	6.306	9.019	3.850	4.397	1.733	6.761	9.675	12.872	8.513	8.975

Pada dasarnya gaya dalam maksimum akan terjadi ketika gaya gempa atau gaya geser dasar mencapai maksimum. Kondisi ini terlihat pada gaya normal yang terjadi pada kolom tepi atas dan kolom tepi bawah. Namun perlu diperhatikan bahwa besarnya gaya dalam tidak hanya dipengaruhi oleh besarnya gaya geser dasar, tetapi juga oleh tinggi tiang (kolom bawah).

Dari tabel 4.1.2 dan tabel 4.1.3 terlihat bahwa untuk kolom bawah tepi dan kolom atas tepi, gaya aksial maksimum terjadi ketika gaya geser dasar mencapai maksimum yaitu ketika ketinggian tiang 2,1 pada struktur dengan perletakan jepit dan 0,9 m pada struktur dengan perletakan sendi. Sedangkan kolom tengah baik bawah maupun atas gaya aksialnya bernilai nol. Hal ini disebabkan karena pada struktur bersifat simetris sehingga gaya lateral menyebabkan gaya tarik dan tekan hanya pada kolom-kolom di tepi dan tidak menyebabkan gaya aksial pada kolom tengah.

Gaya dalam momen untuk kolom atas tepi dan kolom atas tengah pada struktur dengan perletakan jepit semakin besar seiring dengan semakin kecinya tinggi tiang. Hal ini disebabkan karena semakin pendek kolom bawah maka distribusi momen akan semakin kecil sehingga momen akan disalurkan ke kolom di atasnya.

Untuk analisis sistem pengaku akan lebih baik jika menggunakan metode *push over* karena pada analisis dinamik gaya gempa yang diserap struktur sangat tergantung pada perilaku modal struktur dan periode bangunannya.

4.2 Analisis Pengaruh Sistem Pengaku (*Bracing*)

Pada bagian ini akan dibahas pengaruh sistem pengaku (*bracing*) pada struktur rumah panggung terhadap periode bangunan, gaya geser, momen guling, lendutan dan gaya-gaya yang terjadi pada elemen struktur akibat beban gempa.

Model yang digunakan pada bagian ini memiliki ketinggian tiang 3,0 m. Variasi sistem pengaku (*bracing*) terdapat 4 tipe yaitu model tanpa pengaku, model dengan pengaku horizontal dengan sambungan sendi (*pinned*), model dengan pengaku horizontal dengan sambungan kaku (*rigid*) dan model dengan pengaku diagonal. Keempat model ini juga perletakannya divariasikan dengan perletakan jepit dan perletakan sendi sehingga total terdapat 8 tipe model pada bagian ini.

4.2.1 Periode Alami Bangunan

Periode bangunan akibat variasi sistem pengaku dapat dilihat pada grafik tabel 4.2.1. Dari hasil simulasi terlihat bahwa penambahan *bracing* horizontal tidak terlalu berpengaruh secara signifikan terhadap periode bangunan. Sedangkan penambahan *bracing* diagonal mengurangi periode bangunan secara cukup signifikan.

Tabel 4.2.1 Periode Bangunan Akibat Variasi *Bracing*

Jenis <i>Bracing</i>	Periode (detik)	
	Perletakan Jepit	Perletakan Sendi
Tanpa <i>Bracing</i>	1.089	1.814
<i>Bracing</i> Horizontal (sendi/ <i>pinned</i>)	1.087	1.822
<i>Bracing</i> Horizontal (kaku/ <i>rigid</i>)	0.989	1.294
<i>Bracing</i> Diagonal	0.683	0.688

Sumber: Output SAP2000

Dilihat dari perletakannya, terlihat bahwa struktur dengan perletakan sendi memiliki periode yang jauh lebih kecil dibandingkan dengan struktur dengan

perletakan jepit. Namun pada struktur dengan bracing diagonal periodenya hampir sama antara struktur dengan perletakan sendi dan jepit.

Seperti yang telah disimpulkan pada bagian sebelumnya pada tulisan ini bahwa model dengan perletakan jepit memiliki periode yang lebih kecil karena model ini lebih kaku dibandingkan dengan model dengan perletakan sendi. Periode alami bangunan secara teori berbanding lurus dengan akar kuadrat massa dan berbanding terbalik dengan akar kuadrat kekakuan.

Penambahan pengaku horizontal yang dipasang dengan sambungan pin hampir tidak mengubah besarnya periode alami bangunan. Pada struktur dengan perletakan jepit periode berkurang sebesar 0,002 detik (0,17%) sedangkan pada struktur dengan perletakan jepit bertambah sebesar 0,008 detik (0,45%).

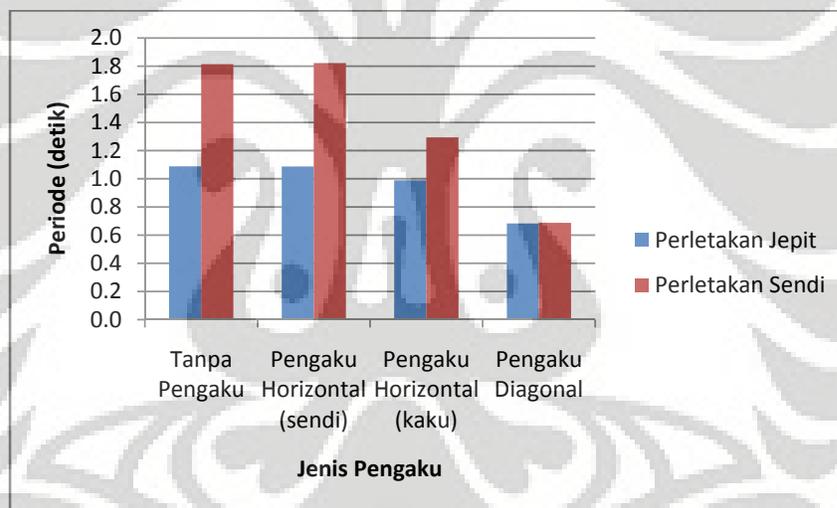
Pada struktur dengan perletakan jepit penambahan pengaku horizontal menambah kekakuan lebih banyak dibandingkan dengan struktur dengan perletakan sendi sehingga walaupun ada penambahan massa akibat adanya pengaku, periode tetap menjadi lebih kecil karena struktur lebih kaku. Berbeda dengan struktur dengan perletakan sendi dimana penambahan massa akibat penambahan pengaku horizontal efeknya lebih besar dibandingkan dengan bertambahnya kekakuan struktur. Namun melihat perubahan periode yang relatif sangat kecil dapat kita anggap bahwa penambahan pengaku horizontal yang dipasang dengan sambungan sendi (*pinned*) tidak mengubah periode alami bangunan.

Penambahan pengaku horizontal dengan sambungan kaku (*rigid*) menambah kekakuan struktur cukup signifikan sehingga periode alami berkurang baik model struktur dengan perletakan jepit maupun struktur dengan perletakan sendi. Pada struktur dengan perletakan jepit penambahan pengaku horizontal dengan sambungan kaku (*rigid*) membuat periode berkurang sebanyak 9,17 % dari 1,089 detik menjadi 0,989 detik. Sedangkan pada struktur dengan perletakan sendi penambahan pengaku horizontal dengan sambungan kaku (*rigid*) membuat periode berkurang sebanyak 28,67 % dari 1,814 detik menjadi 1,294 detik.

Penambahan pengaku diagonal menambah kekakuan struktur secara signifikan sehingga periode alami berkurang baik model struktur dengan perletakan jepit maupun struktur dengan perletakan sendi. Pada struktur dengan

perletakan jepit penambahan pengaku diagonal dengan sambungan membuat periode berkurang sebanyak 37,28 % dari 1,089 detik menjadi 0,683 detik. Sedangkan pada struktur dengan perletakan sendi penambahan pengaku diagonal dengan membuat periode berkurang sebanyak 62,04 % dari 1,814 detik menjadi 1,688 detik.

Terlihat bahwa periode alami bangunan dengan pengaku diagonal pada struktur dengan perletakan jepit dan sendi memiliki nilai yang hampir sama dimana selisihnya hanya sebesar 0,005 detik. Hal ini menunjukkan bahwa kekakuan pada kedua model disumbangkan sebagian besar oleh adanya pengaku diagonal. Perbedaan jenis perletakan tidak mempengaruhi kekakuan struktur secara signifikan. Gambar 4.2.1 menggambarkan bagaimana variasi pengaku mempengaruhi periode alami struktur.

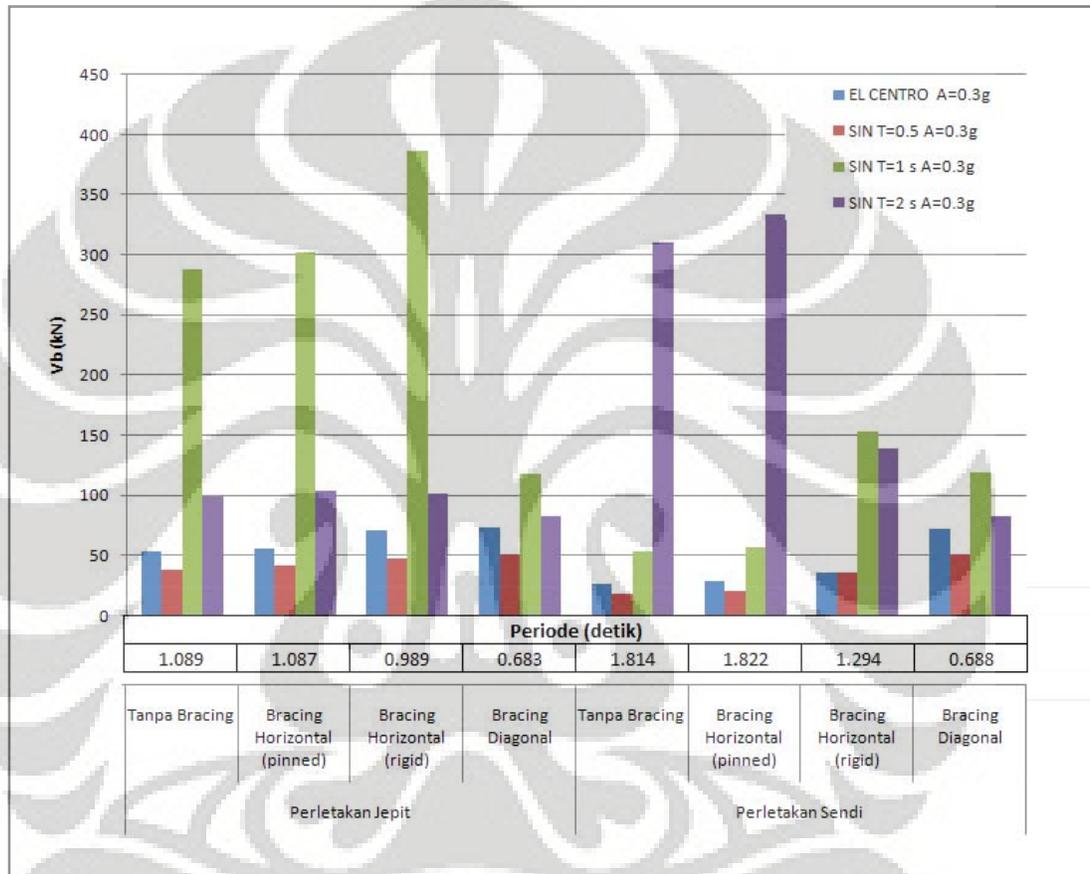


Gambar 4.2.1 Periode Alami Struktur akibat variasi tipe pengaku

4.2.2 Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar adalah besarnya reaksi horizontal akibat gaya gempa yang dikenakan pada struktur. Dalam analisis statik ekuivalen gaya geser dasar ditentukan berdasarkan periode alami bangunan. Oleh karena itu untuk menganalisis gaya geser dasar kita perlu mengetahui periode struktur terlebih dahulu.

Gaya geser dasar pada struktur akibat variasi sistem pengaku dapat dilihat pada gambar 4.14. Gaya gempa yang dipakai semuanya memiliki percepatan puncak 0,3 g. Gempa yang digunakan ada empat yaitu gempa El Centro dan tiga buah gempa sinusoidal dengan periode 0,5 detik, 1,0 detik dan 2,0 detik.



Gambar 4.2.2 Gaya Geser Dasar Bangunan

Pada gambar 4.2.2, batang berwarna biru menunjukkan gaya geser dasar akibat gempa El Centro. Gaya geser akibat El Centro meningkat seiring dengan semakin kecilnya nilai periode. Hal ini berlaku baik untuk struktur dengan perletakan jepit maupun struktur dengan perletakan sendi. Hal ini sesuai dengan respon spektrum untuk El Centro yang telah ditunjukkan sebelumnya pada gambar 4.5.

Batang berwarna merah menunjukkan gaya geser dasar akibat gempa sinusoidal dengan periode 0,5 detik. Tren untuk gaya geser ini sama dengan tren pada gaya geser akibat gempa El Centro, yaitu meningkat seiring dengan semakin kecilnya nilai periode baik untuk struktur dengan perletakan jepit maupun struktur dengan perletakan sendi. Gaya geser dasar ini secara teori akan mencapai maksimum ketika periode bangunan sama dengan periode gempa yaitu 0,5 detik. Pada saat itulah terjadi resonansi.

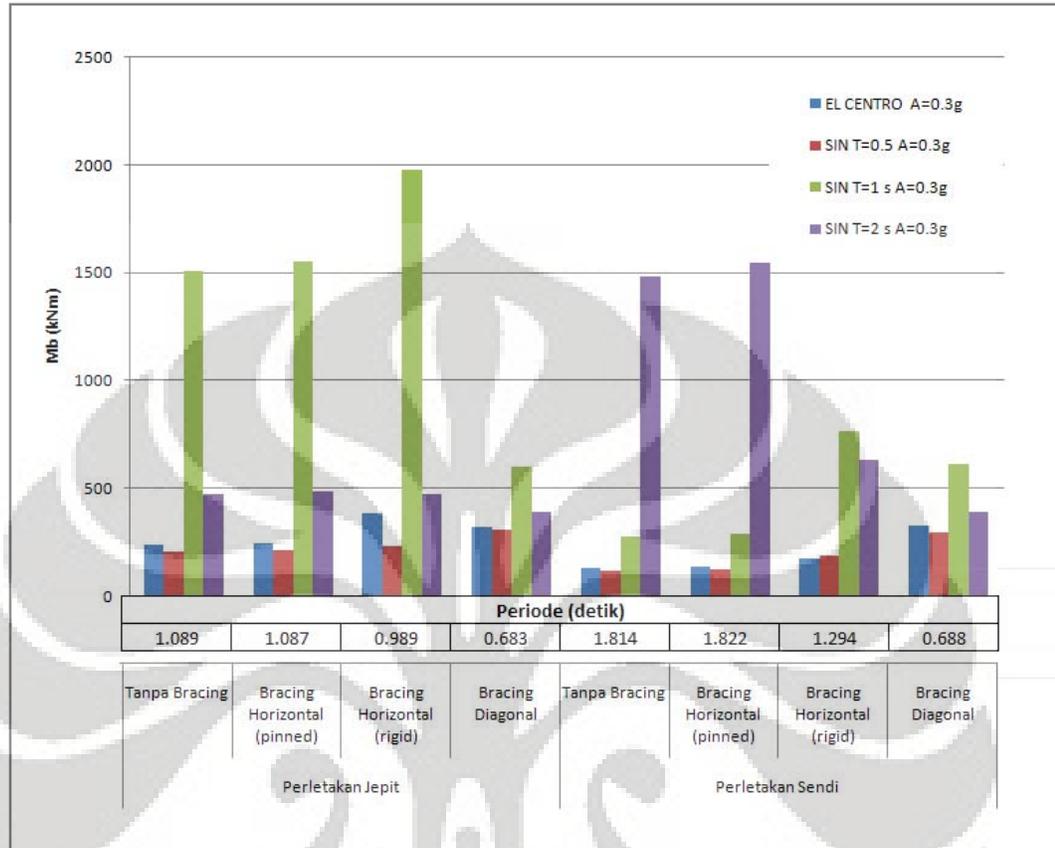
Batang berwarna hijau menunjukkan gaya geser dasar akibat gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik. Gaya geser dasar ini secara teori akan mencapai maksimum ketika periode bangunan sama dengan periode gempa yaitu 1,0 detik. Pada saat itulah terjadi resonansi. Hasil simulasi menunjukkan hal yang sama dengan teori. Gaya geser yang paling besar adalah pada model struktur dengan perletakan jepit dengan pengaku horizontal yang dipasang dengan sambungan kaku (*rigid*). Periode alami struktur ini adalah 0,989 detik.

Batang berwarna ungu menunjukkan gaya geser dasar akibat gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik. Gaya geser dasar ini secara teori akan mencapai maksimum ketika periode bangunan sama dengan periode gempa yaitu 2,0 detik. Pada saat itulah terjadi resonansi. Hasil simulasi menunjukkan hal yang sama dengan teori. Gaya geser yang paling besar adalah pada model struktur dengan perletakan sendi dengan pengaku horizontal yang dipasang dengan sambungan sendi (*pinned*). Periode alami struktur ini adalah 1,822 detik.

4.2.3 Momen Guling

Momen guling adalah reaksi momen pada perletakan akibat gaya dinamik yang dikenakan pada struktur. Dalam analisis statik ekuivalen momen guling didapat dengan mengalikan gaya geser dasar dengan tinggi efektif bangunan, yaitu letak pusat massa dari struktur.

Apabila akibat variasi sistem pengaku tidak menimbulkan perubahan yang signifikan pada pusat massa maka seharusnya tren untuk momen guling ini identik dengan tren gaya geser dasar pada bagian sebelumnya.

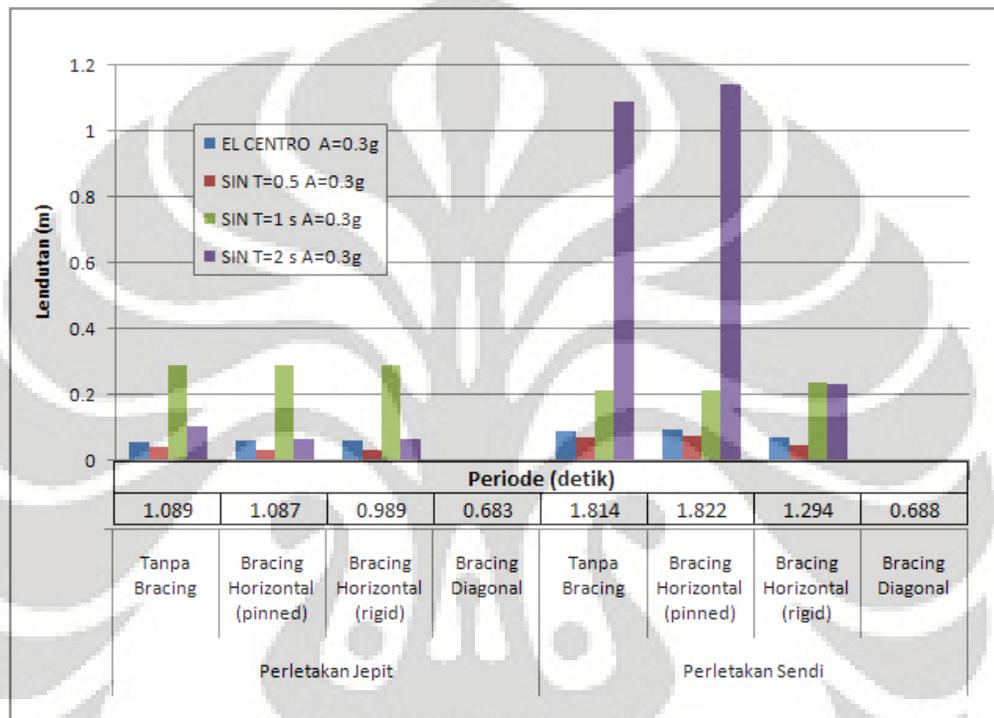


Gambar 4.2.3 Gaya Geser Dasar Bangunan

Dari gambar 4.2.3 terlihat bahwa sebagian besar momen untuk tiap model memiliki tren yang sama dengan tren gaya geser dasarnya kecuali akibat gempa El Centro pada struktur dengan perletakan jepit. Pada model dengan pengaku diagonal momen guling lebih kecil dibandingkan dengan model dengan pengaku horizontal berkebalikan dengan gaya gesernya yang lebih besar. Hal ini disebabkan karena pada perletakan jepit momen direduksi oleh adanya pengaku diagonal. Mekanisme ini tidak berlaku pada struktur dengan perletakan sendi.

4.2.4 Lendutan

Lendutan adalah salah satu faktor yang dibatasi dalam desain struktur. Lendutan yang berlebihan dapat menyebabkan fungsi bangunan berkurang atau hilang. Pada bagian ini akan dianalisis lendutan pada struktur panggung dengan berbagai tipe pengaku.



Gambar 4.2.4 Lendutan pada lantai

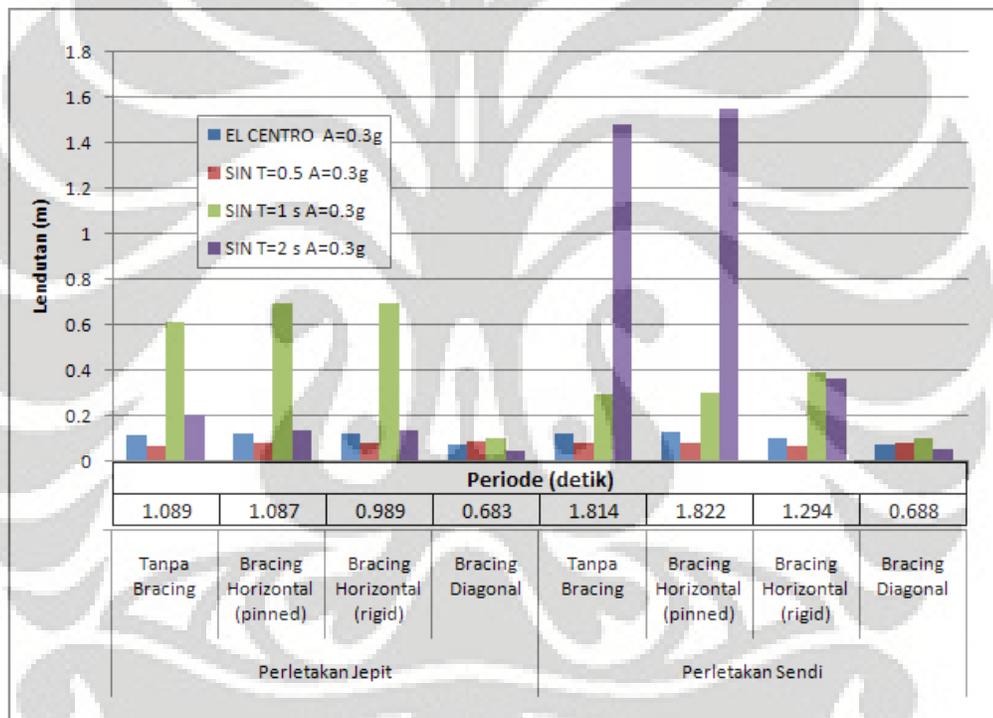
Gambar 4.2.4 menunjukkan besarnya lendutan pada level lantai. Lendutan pada struktur dengan perletakan sendi selalu lebih besar dibandingkan dengan struktur dengan perletakan jepit. Hal ini disebabkan struktur dengan perletakan sendi memiliki kekakuan yang lebih kecil dibandingkan dengan struktur dengan perletakan jepit.

Lendutan yang paling besar disebabkan oleh gempa sinusoidal dengan frekuensi 2,0 detik pada struktur dengan pengaku horizontal yang dipasang dengan sambungan sendi dan dengan perletakan sendi. Besarnya lendutan ini dipengaruhi oleh gaya geser dasarnya juga yang cukup besar. Hal ini karena periodenya yang paling dekat dengan periode resonansi yaitu 2,0 detik. Namun

jika dibandingkan dengan struktur yang memiliki perletakan jepit, nilai lendutannya jauh lebih kecil. Maka dapat disimpulkan bahwa struktur dengan perletakan sendi menyebabkan terjadi lendutan yang terlalu besar.

Dari grafik dapat disimpulkan bahwa penambahan pengaku horizontal (baik dengan sambungan sendi maupun kaku) tidak mereduksi lendutan pada level lantai secara signifikan. Lendutan pada lantai berkurang secara signifikan akibat penambahan pengaku diagonal.

Selanjutnya grafik 4.2.5 menunjukkan besarnya lendutan pada atap. Tren untuk lendutan pada atap cenderung sama dengan lendutan pada lantai, hanya nilainya saja yang tentunya lebih besar.



Gambar 4.2.5 Lendutan pada atap

4.2.5 Gaya Dalam

Tabel 4.2.1 Gaya Dalam Elemen akibat Gempa El Centro

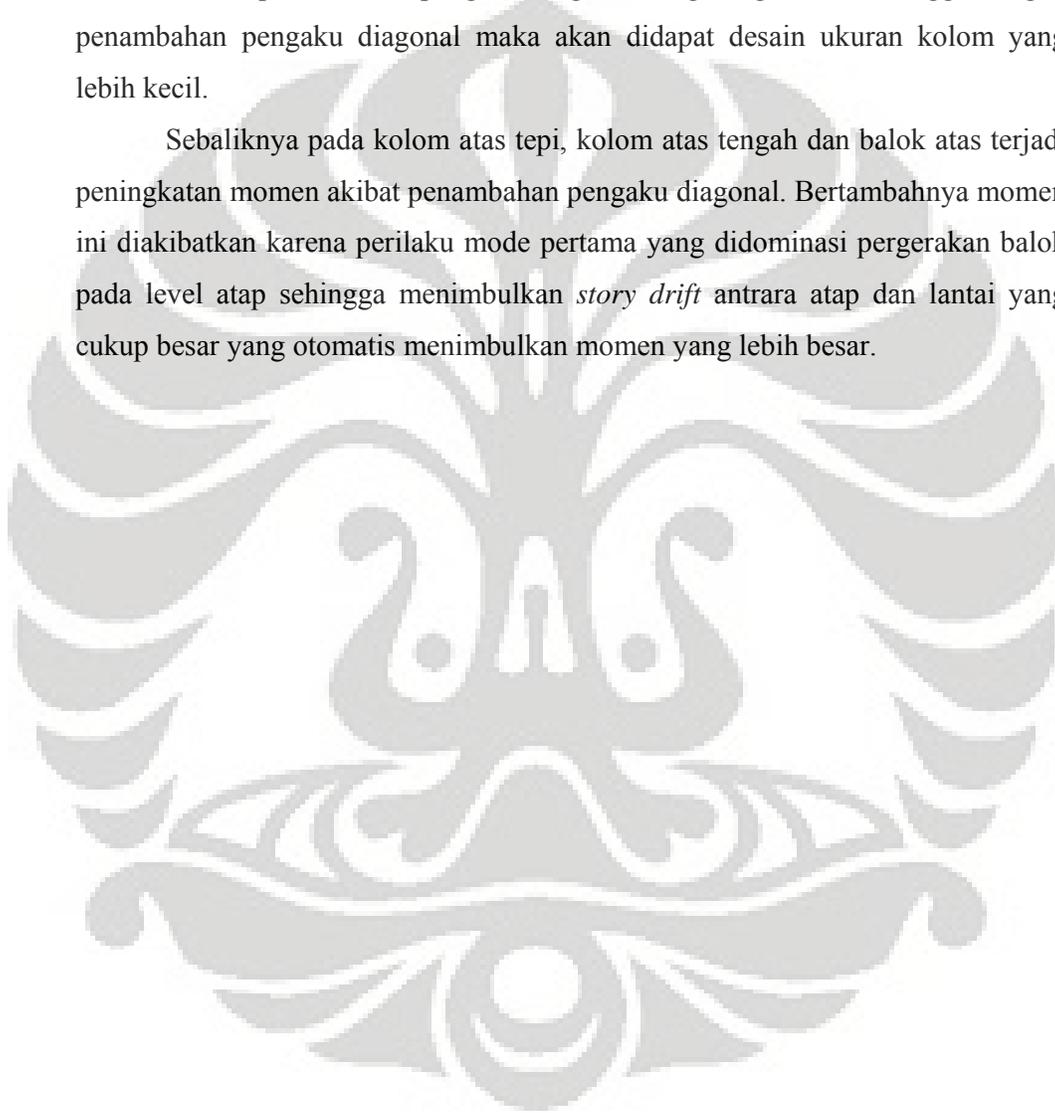
Perletakan	Jenis Bracing	N (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	9.366	0.000	3.831	0.000	1.001	1.386
	Bracing Horizontal (sendi)	9.744	0.000	4.011	0.000	0.894	2.031
	Bracing Horizontal (kaku)	12.803	0.000	3.820	0.000	1.294	2.838
	Bracing Diagonal	12.109	0.000	4.287	0.000	1.080	2.407
Sendi	Tanpa Bracing	6.280	0.000	1.893	0.000	0.754	0.718
	Bracing Horizontal (sendi)	6.721	0.000	2.037	0.000	0.568	2.170
	Bracing Horizontal (kaku)	9.476	0.000	2.305	0.000	0.675	1.914
	Bracing Diagonal	12.042	0.000	4.211	0.000	1.126	2.025
Perletakan	Jenis Bracing	V (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	6.620	8.359	5.274	8.893	3.820	5.556
	Bracing Horizontal (sendi)	7.569	7.599	5.807	8.994	3.998	5.764
	Bracing Horizontal (kaku)	10.758	12.087	5.574	8.536	3.812	6.010
	Bracing Diagonal	2.742	2.092	8.252	11.610	4.659	3.196
Sendi	Tanpa Bracing	2.769	3.650	1.802	4.191	1.890	4.386
	Bracing Horizontal (sendi)	3.265	3.288	2.257	4.161	2.033	4.684
	Bracing Horizontal (kaku)	5.113	6.819	3.174	5.057	2.301	3.959
	Bracing Diagonal	1.597	1.183	7.987	11.423	4.588	3.389
Perletakan	Jenis Bracing	M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	12.742	14.476	7.172	12.550	8.318	11.774
	Bracing Horizontal (sendi)	13.698	13.700	8.254	12.401	8.806	11.895
	Bracing Horizontal (kaku)	15.372	15.669	8.184	11.863	8.408	12.397
	Bracing Diagonal	2.594	1.953	13.539	17.604	10.288	6.654
Sendi	Tanpa Bracing	9.074	11.655	2.208	5.420	4.016	9.416
	Bracing Horizontal (sendi)	8.642	13.942	2.625	4.997	4.433	9.697
	Bracing Horizontal (kaku)	5.139	8.303	4.513	6.765	5.056	8.170
	Bracing Diagonal	5.238	3.905	12.953	17.269	10.111	7.104

Sumber: Output SAP2000

Dari tabel 4.3.1 terlihat bahwa penambahan pengaku horizontal yang disambung dengan sambungan sendi justru menambah besarnya gaya dalam walaupun sedikit.

Penambahan pengaku diagonal mengurangi momen yang terjadi pada kolom bawah tepi, kolom bawah tengah dan balok bawah. Besarnya pengurangan momen akibat penambahan pengaku diagonal sangat signifikan sehingga dengan penambahan pengaku diagonal maka akan didapat desain ukuran kolom yang lebih kecil.

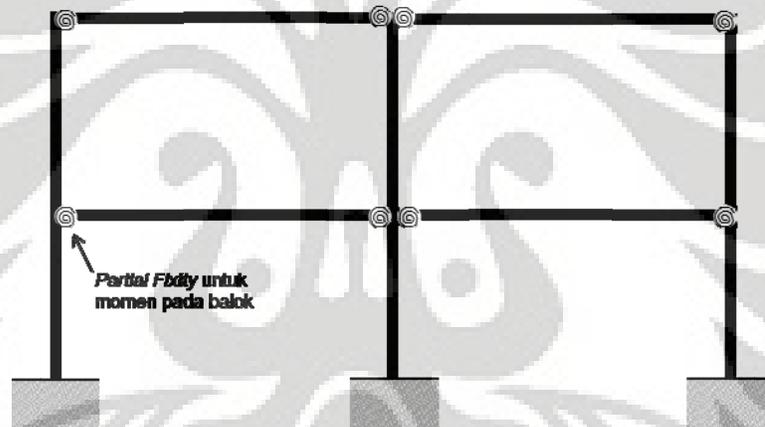
Sebaliknya pada kolom atas tepi, kolom atas tengah dan balok atas terjadi peningkatan momen akibat penambahan pengaku diagonal. Bertambahnya momen ini diakibatkan karena perilaku mode pertama yang didominasi pergerakan balok pada level atap sehingga menimbulkan *story drift* antara atap dan lantai yang cukup besar yang otomatis menimbulkan momen yang lebih besar.



4.3 Analisis Pengaruh Sistem Sambungan

Dalam analisis sebelumnya sambungan antara elemen utama frame dimodelkan dengan sambungan yang kaku (*rigid*). Pada bagian ini akan ditinjau pengaruh variasi sistem sambungan terhadap periode bangunan, gaya geser, momen guling, lendutan dan gaya-gaya yang terjadi pada elemen struktur.

Sistem sambungan divariasikan menjadi sambungan berupa *partial fixity*, yaitu dimana di kedua ujung balok dipasang pegas. Besarnya nilai kekakuan pegas divariasikan dari nol sampai mendekati tak hingga. Pada saat kekakuan pegas nol maka sambungan berperilaku layaknya sendi atau pin dimana tidak ada momen pada *joint* tersebut, sedangkan ketika kekakuan pegas mendekati tak hingga maka sambungan akan berperilaku seperti sambungan kaku dimana tidak terjadi rotasi pada balok relatif terhadap kolom.

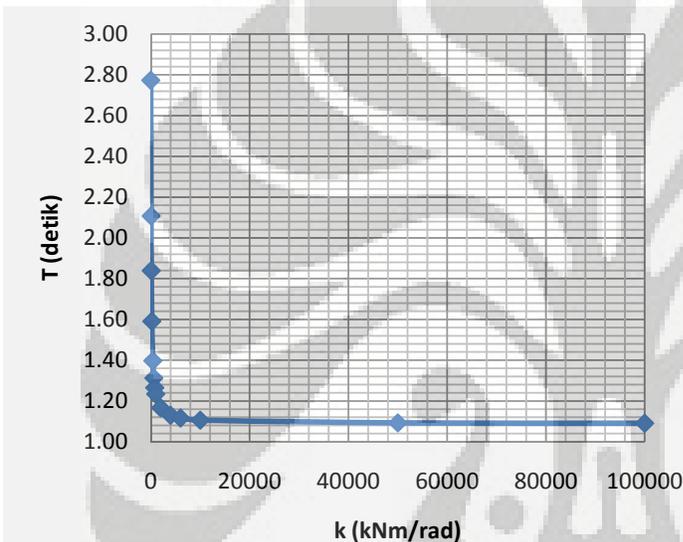


4.3.1 *Partial fixity* pada sambungan balok-kolom

Pada bagian ini model yang digunakan memiliki ketinggian 3,0 meter dan memiliki perletakan jepit. Perletakan yang digunakan hanya perletakan jepit karena jika perletakan sendi maka sambungan antara balok dan kolom harus kaku agar struktur stabil. Apabila digunakan perletakan sendi maka ketika sambungan antara balok dan kolom berperilaku seperti sendi maka struktur menjadi tidak stabil.

4.3.1 Periode Alami Bangunan

Dari hasil simulasi awal didapat bahwa periode struktur dengan sambungan kaku adalah 1,089 detik sedangkan periode struktur dengan sambungan sendi adalah 2,773 detik. Dari simulasi yang telah dilakukan maka agar periode struktur sama dengan struktur dengan sambungan kaku dibutuhkan nilai kekakuan pegas minimal 50000 kNm/rad.



Gambar 4.3.2 Periode akibat variasi kekakuan per pada joint

Tabel 4.3.1 Periode Alami Bangunan akibat variasi kekakuan pegas

k pegas (kNm/rad)	T (detik)	k pegas (kNm/rad)	T (detik)
0	2.773	6000	1.116
50	2.107	10000	1.106
100	1.839	50000	1.092
200	1.591	100000	1.091
400	1.397	200000	1.090
600	1.313	300000	1.090
800	1.265	500000	1.089
1000	1.234	1000000	1.089
2000	1.167	10000000	1.089
4000	1.129	100000000	1.089

Sumber: Output SAP2000

Gambar 4.3.2 menggambarkan bagaimana variasi nilai kekakuan pegas mempengaruhi periode struktur. Nilai kekakuan nol menyebabkan perilaku sambungan seperti sambungan sendi sehingga periodenya sama dengan struktur dengan sambungan balok-kolom sendi yaitu 2,773 detik. Meningkatnya nilai kekakuan menurunkan periode secara cukup signifikan pada rentang kekakuan 0 kNm/rad sampai nilai sekitar 4000 kNm/rad. Namun setelah periode mendekati nilai asimtotnya (yaitu periode struktur dengan sambungan balok-kolom kaku sebesar 1,089) kenaikan nilai kekakuan tidak merubah banyak nilai periode. Pada

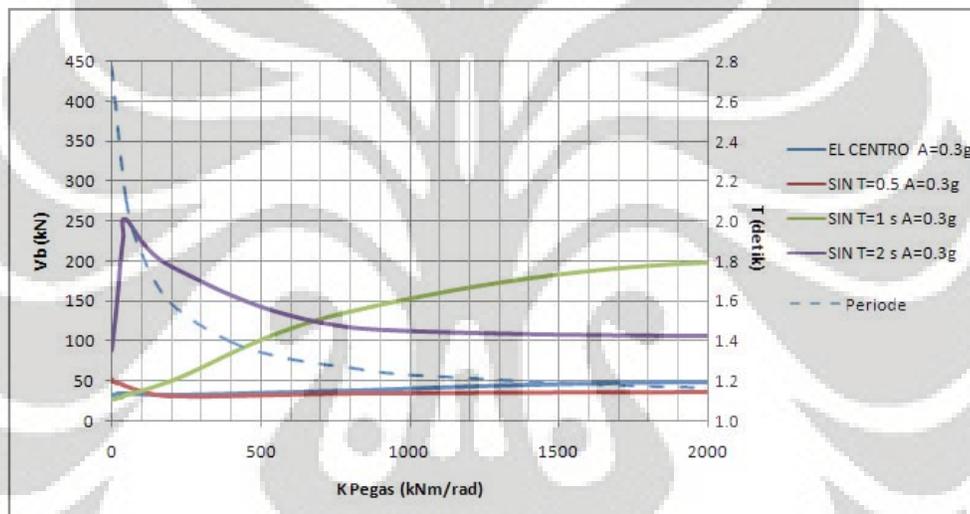
nilai kekakuan pegas 50000 kNm/rad nilai periode strukturnya sudah mencapai nilai asimtotnya yaitu 1,089 detik.

Seperti yang telah dipaparkan sebelumnya bahwa periode alami struktur dipengaruhi oleh besarnya massa dan besarnya kekakuan. Kekakuan struktur dengan sambungan balok-kolom sendi lebih kecil dibandingkan dengan struktur dengan sambungan balok-kolom kaku. Pada struktur dengan sambungan balok-kolom sendi yang memberikan kekakuan hanya kolom dengan perletakan jepit (kantilever) sedangkan pada struktur dengan sambungan balok-kolom kaku balok memberikan kekakuan karena pada sambungan balok-kolom tidak memperbolehkan terjadinya rotasi balok relatif terhadap kolom.

Sambungan kaku antara balok dan kolom memberikan kekakuan yang sangat signifikan terhadap struktur. Hal ini ditunjukkan dari hasil simulasi dimana perubahan sambungan balok-kolom dari kaku menjadi sendi menambah nilai periode alami bangunan sebanyak 154,64 % yaitu dari 1,089 detik menjadi 2,773 detik. Hasil ini menunjukkan bahwa sistem sambungan dapat mempengaruhi perilaku struktur secara signifikan.

4.3.2 Gaya Geser

Pada bagian ini penulis akan menganalisis gaya geser dasar pada model rumah panggung dengan variasi sistem sambungan. Gaya geser dasar adalah reaksi horizontal akibat gaya gempa yang dikenakan pada struktur. Dalam analisis statik ekuivalen besarnya gaya geser dasar dipengaruhi sepenuhnya oleh periode bangunan. Oleh karena itu dalam analisis gaya geser kita perlu memperhatikan pula periode alami struktur. Gambar 4.3.3 menunjukkan nilai gaya geser dasar dari model struktur terhadap variasi nilai kekakuan pegas. Dalam grafik juga digambarkan nilai periode alami strukturnya.



Gambar 4.3.3 Periode akibat variasi kekakuan per pada joint

Gaya geser terbesar terjadi akibat gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik. Titik puncak terjadi pada saat nilai kekakuan pegas 50 kNm/rad dimana pada saat itu struktur memiliki periode 2,107 detik. Pada titik tersebut nilai periode alami struktur mendekati nilai periode gempa yaitu 2,0 detik. Secara teori pada saat periode bangunan memiliki nilai yang sama dengan periode gempa maka akan terjadi resonansi.

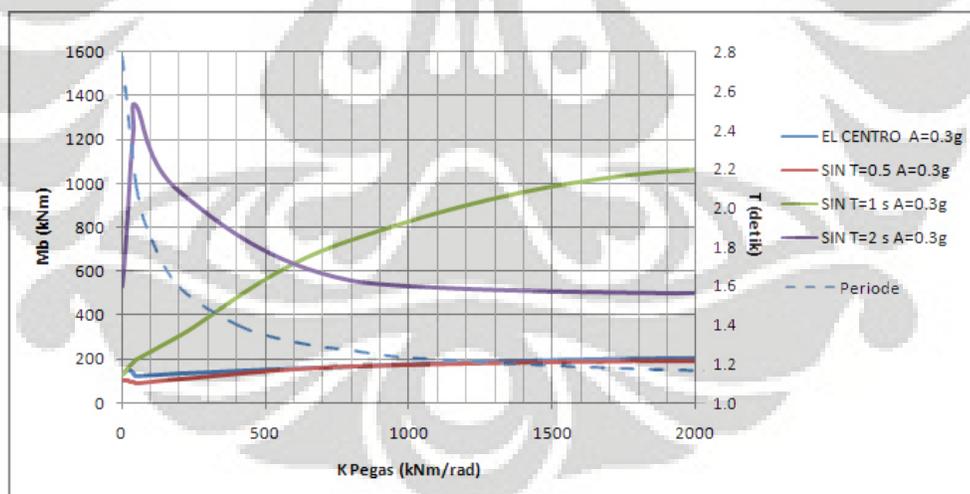
Fenomena yang sama juga terjadi pada gempa sinusoidal yang lain baik yang memiliki periode 1,0 detik maupun 0,5 detik. Dapat dilihat bahwa untuk gaya geser dasar akibat gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik semakin tinggi seiring dengan mendekatnya nilai periode menuju nilai 1,0 detik. Begitu juga dapat

disimpulkan bahwa untuk gaya geser dasar akibat gempa sinusoidal dengan periode 0,5 detik semakin tinggi seiring dengan mendekatnya nilai periode menuju nilai 0,5 detik.

Gaya geser dasar akibat gempa El Centro semakin meningkat seiring dengan turunnya periode struktur dari 2,773 detik sampai mendekati 1,089 detik. Hal ini sesuai dengan respon spektrum untuk gempa El Centro yang telah dipaparkan sebelumnya pada gambar 4.5.

4.3.3 Momen Guling

Momen guling adalah momen maksimum yang terjadi akibat gaya gempa yang dikenakan pada struktur. Karena tidak ada variasi konfigurasi massa pada model ini maka tren untuk momen guling identik dengan tren pada gaya geser dasar pada bagian sebelumnya. Gambar 4.3.4 di bawah ini menunjukkan momen guling akibat gempa terhadap variasi nilai kekakuan pegas. Dalam grafik ini juga ditambahkan grafik periode struktur untuk mempermudah analisis.



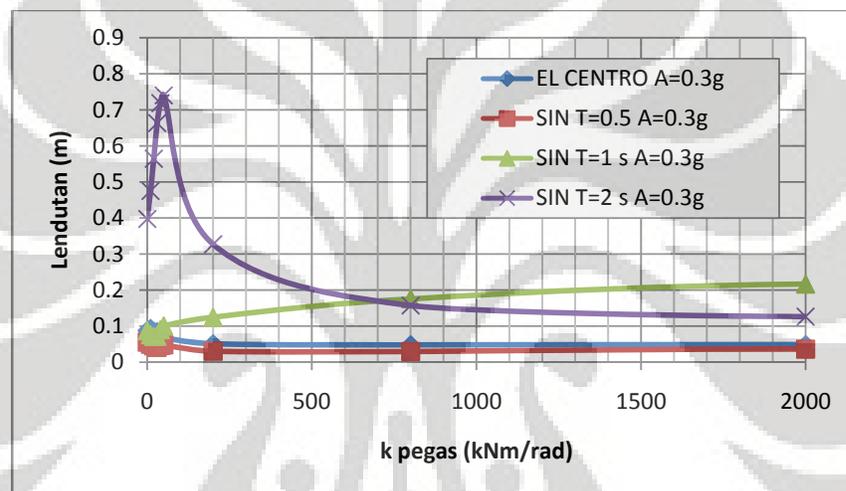
Gambar 4.3.4 Lendutan pada lantai

Dari grafik 4.3.4 terlihat bahwa tren untuk momen guling identik dengan tren pada gaya geser dasar. Momen akibat gempa sinusoidal mencapai maksimum

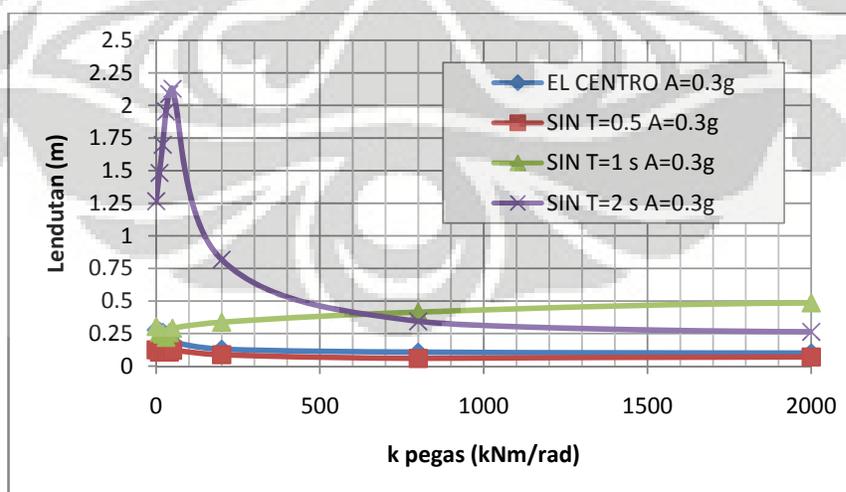
ketika terjadi resonansi yaitu dimana periode bangunan memiliki nilai yang sama dengan periode gempa yang terjadi.

4.3.4 Lendutan

Besarnya lendutan dipengaruhi oleh dua hal yaitu besarnya gaya gempa dan kekakuan dari struktur. Besarnya lendutan harus dibatasi agar tidak mengurangi fungsi bangunan. Gambar 4.3.4 dan 4.3.6 menunjukkan besarnya lendutan pada lantai dan atap. Karena variasi yang dilakukan hanya pada sambungan maka tren untuk lendutan identik dengan tren untuk gaya geser dasar.



Gambar 4.3.5 Lendutan pada lantai



Gambar 4.3.6 Lendutan pada Atap

4.3.5 Gaya Dalam Elemen

Tabel 4.3.2 Gaya Dalam Elemen Struktur akibat gempa El Centro

K Spring (kNm/rad)	N (kN)					
	Tiang Bawah Tepi	Tiang Bawah Tengah	Tiang Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.042	1.413
10	0.560	0.000	0.315	0.000	0.157	1.337
20	1.076	0.000	0.604	0.000	0.252	1.263
30	1.403	0.000	0.769	0.000	0.294	1.199
40	1.577	0.000	0.841	0.000	0.301	1.142
50	1.724	0.000	0.931	0.000	0.291	1.093
200	3.488	0.000	1.667	0.000	0.499	0.939
800	5.513	0.000	2.284	0.000	0.715	1.228
2000	6.365	0.000	2.771	0.000	0.782	1.336
10000	8.733	0.000	3.642	0.000	0.924	1.376
50000	9.242	0.000	3.797	0.000	0.985	1.384
200000	9.335	0.000	3.823	0.000	0.997	1.386
1000000	9.360	0.000	3.829	0.000	1.000	1.386
10000000	9.365	0.000	3.831	0.000	1.001	1.386
~	9.366	0.000	3.831	0.000	1.001	1.386
K Spring (kNm/rad)	L (kN)					
	Tiang Bawah Tepi	Tiang Bawah Tengah	Tiang Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	3.857	3.859	2.861	2.862	0.00	0.00
10	3.894	3.956	2.743	3.035	0.315	0.252
20	3.724	3.835	2.778	3.406	0.604	0.472
30	4.016	4.185	2.640	3.422	0.768	0.649
40	3.944	4.152	2.461	3.301	0.841	0.759
50	3.707	3.935	2.436	3.371	0.93	0.819
200	3.850	4.313	2.700	4.131	1.665	1.830
800	4.879	5.961	3.169	5.227	2.281	3.251
2000	5.749	7.095	4.049	6.566	2.762	3.95
10000	6.481	8.143	5.068	8.479	3.632	5.091
50000	6.591	8.317	5.236	8.815	3.786	5.463
200000	6.613	8.349	5.264	8.874	3.812	5.533
1000000	6.619	8.357	5.272	8.889	3.818	5.551
10000000	6.620	8.359	5.274	8.892	3.82	5.555
~	6.620	8.359	5.274	8.893	3.82	5.556

K Spring (kNm/rad)	M (kN)					
	Tiang Bawah Tepi	Tiang Bawah Tengah	Tiang Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	13.4879	13.4904	8.006	8.0082	0	0
10	14.7976	14.8607	7.0838	7.4132	0.6334	0.5042
20	13.5691	13.682	6.6556	7.3843	1.2212	0.9471
30	13.8902	14.0605	5.9365	6.8543	1.5613	1.3051
40	12.9880	13.1962	5.3032	6.2895	1.7156	1.5287
50	11.6887	11.918	5.0283	6.1392	1.9061	1.651
200	9.5984	10.1689	4.9356	6.1814	3.5091	3.7516
800	10.4676	11.5528	5.4219	7.0173	4.8981	6.8048
2000	11.4662	12.8092	5.7839	9.3501	5.9982	8.3369
10000	12.5723	14.2293	6.9322	11.9692	7.9034	10.7692
50000	12.7121	14.4339	7.1295	12.4371	8.2428	11.5736
200000	12.7349	14.4663	7.162	12.5221	8.2996	11.724
1000000	12.7405	14.4743	7.1703	12.5442	8.3143	11.7637
10000000	12.7417	14.476	7.1722	12.5491	8.3176	11.7726
~	12.7418	14.4762	7.1724	12.5497	8.318	11.7736

Sumber: Output SAP2000

4.4 Analisis Pengaruh Variasi Perletakan

Pada bagian sebelumnya telah dilakukan variasi perletakan namun hanya terbatas pada perletakan jepit dan perletakan sendi. Pada bagian ini akan dianalisis perbandingan efek gempa bumi pada struktur dengan perletakan jepit, sendi dan perletakan umpak. Analisis dilakukan terpisah karena pada perletakan umpak dilakukan analisis nonlinear. Analisis sebelumnya menunjukkan bahwa struktur dengan perletakan sendi memiliki kekakuan yang lebih kecil sehingga memiliki periode yang lebih besar dibandingkan dengan struktur dengan perletakan jepit.

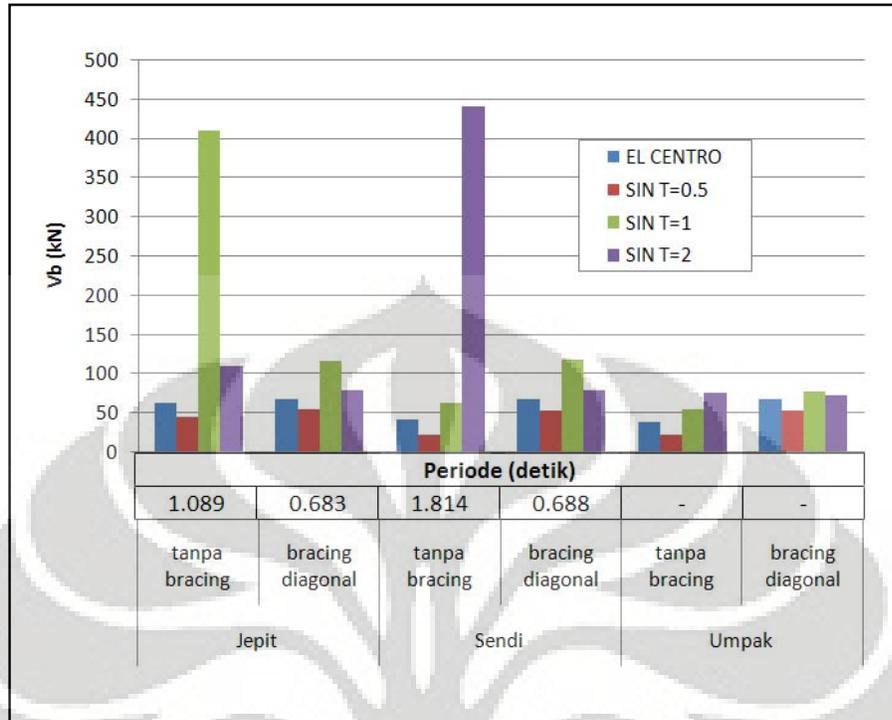
Struktur dengan perletakan umpak tidak bisa dianalisis dengan modal analisis karena model umpak bersifat nonlinear. Oleh karena itu pada bagian ini semua model dianalisis dengan menggunakan metode riwayat waktu (*time history*) dengan metode *direct integration* yang disediakan oleh perangkat lunak SAP2000.

4.4.1 Reaksi Dasar (*Base Reaction*)

Gaya geser dasar adalah reaksi horizontal akibat gempa yang dikenakan pada struktur. Pada perletakan umpak besarnya gaya geser dasar tidak akan melebihi gaya geseknya yaitu

$$V_b \text{ maks} = \mu N$$

dimana μ adalah koefisien gesek dan N adalah besarnya gaya normal (aksial). Apabila besarnya gaya gempa melebihi nilai tersebut maka struktur tidak stabil dan memiliki percepatan sehingga struktur mengalami pergeseran dari posisi semula.



Gambar 4.4.1 Gaya Geser Dasar terhadap variasi perletakan

Gambar 4.4.1 menunjukkan besarnya gaya geser dasar pada model struktur terhadap variasi perletakan dan tipe pengaku. Seperti analisis pada bagian sebelumnya terlihat bahwa gaya geser terbesar terdapat pada struktur dengan perletakan sendi dan tanpa pengaku dimana terjadi resonansi dengan gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik karena nilai periode bangunannya 1,814 detik paling mendekati nilai 2,0 detik. Begitu juga yang terjadi pada model dengan perletakan jepit tanpa pengaku dimana terjadi resonansi dengan gempa yang memiliki periode 1,0 detik karena periode alaminya 1,089 detik.

Perletakan umpak dapat bergeser apabila gaya horizontal yang terjadi lebih besar dari gaya geseknya. Apabila belum bergeser (gaya horizontal belum melebihi gaya gesek μN) maka perletakan umpak akan bersifat layaknya sendi karena pada situasi tersebut perletakan dapat menahan gaya horizontal namun tidak dapat menahan momen atau dalam kata lain dapat terjadi rotasi. Karena perilaku yang sama dengan struktur dengan perletakan sendi maka pada situasi itu struktur akan menyerap gaya gempa yang sama dengan model struktur dengan

perletakan sendi. Hasil simulasi dalam penelitian ini membuktikan fenomena tersebut.

Tabel 4.4.1 Gaya Geser Dasar terhadap Variasi Perletakan

Perletakan	Tipe <i>Bracing</i>	Vb (kN)			
		EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
Jepit	tanpa <i>bracing</i>	63.13	44.52	409.41	110.60
	<i>bracing</i> diagonal	67.73	54.91	117.29	79.13
Sendi	tanpa <i>bracing</i>	41.41	22.53	63.77	439.70
	<i>bracing</i> diagonal	68.29	54.00	118.53	79.22
Umpak	tanpa <i>bracing</i>	38.94	22.93	55.09	76.55
	<i>bracing</i> diagonal	67.38	53.33	77.87	73.19

Sumber: Output SAP2000

Tabel 4.4.1 menunjukkan besarnya gaya geser dasar akibat variasi perletakan. Besarnya gaya geser dasar pada struktur dengan perletakan sendi dan umpak memiliki nilai yang dekat kecuali pada model dengan pengaku diagonal akibat gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik dan pada model tanpa pengaku akibat gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik. Seperti yang dijelaskan pada paragraf sebelumnya bahwa selama gaya horizontal pada perletakan belum melebihi gaya gesek maksimum maka struktur dengan perletakan umpak akan berperilaku seperti struktur dengan perletakan sendi. Namun apabila gaya geser sudah melampaui nilai gaya gesek maksimum maka akan terjadi pergeseran dan nilai gaya geser dasar adalah sebesar gaya gesek maksimum.

Berat struktur tanpa pengaku adalah 197,427 kN dan berat struktur dengan pengaku diagonal adalah 191,541 kN. Apabila mengabaikan pengaruh gaya gempa dinamik (yang dapat menambah atau mengurangi gaya aksial pada tiang pondasi) maka besarnya gaya gesek maksimum adalah berat struktur dikalikan koefisien gesek yaitu 0,4 sehingga didapat 78,97 kN dan 76,62 kN. Hal ini menunjukkan bahwa perletakan umpak mereduksi gaya gempa akibat gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik dari 118,53 kN menjadi 77,87 kN dan gaya gempa akibat gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik dari 439,7 kN menjadi 76,55. Terlihat bahwa gaya geser pada perletakan sangat dekat dengan nilai gaya gesek μN . Perbedaan disebabkan karena besarnya gaya gesek sebenarnya terjadi

pada tiap tiang dimana gaya aksial yang terjadi berbeda-beda untuk tiap tiang akibat distribusi beban yang berbeda dan efek gaya gempa yang dapat mengurangi atau menambah gaya aksial sedangkan yang dihitung dalam *base reaction* adalah reaksi total maksimum pada struktur secara keseluruhan.

4.4.2 Lendutan dan *Story Drift*

Lendutan dari hasil simulasi dapat dilihat pada tabel 4.4.2. Lendutan pada dasar hanya mungkin terdapat pada model dengan perletakan umpak. Lendutan pada pondasi umpak akan terjadi ketika gaya gempa melampaui gaya gesek maksimum dari hubungan antara permukaan tiang dan batu. Dari tabel 4.4.2 dan dari analisis sebelumnya pergeseran terjadi hanya pada dua model yaitu pada model tanpa pengaku pada beban gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik dan pada model dengan pengaku diagonal pada beban gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik.

Tabel 4.4.2 Lendutan Maksimum pada Pusat Struktur

Perletakan	Tipe <i>Bracing</i>	Level	Lendutan Maksimum (cm)			
			EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
Jepit	tanpa bracing	Dasar	0.00	0.00	0.00	0.00
	bracing diagonal		0.00	0.00	0.00	0.00
Sendi	tanpa bracing		0.00	0.00	0.00	0.00
	bracing diagonal		0.00	0.00	0.00	0.00
Umpak	tanpa bracing		0.05	0.04	0.09	37.92
	bracing diagonal		0.10	0.16	7.69	0.00
Jepit	tanpa bracing	Lantai	6.41	4.64	40.66	11.00
	bracing diagonal		0.13	0.12	0.21	0.13
Sendi	tanpa bracing		13.98	7.78	23.46	150.75
	bracing diagonal		0.12	0.11	0.19	0.12
Umpak	tanpa bracing		13.18	8.14	19.32	67.27
	bracing diagonal		0.26	0.31	7.86	0.00
Jepit	tanpa bracing	Atap	14.61	8.81	85.42	22.02
	bracing diagonal		7.78	9.25	10.52	5.27
Sendi	tanpa bracing		19.57	9.96	32.71	205.68
	bracing diagonal		7.72	9.02	10.74	5.35
Umpak	tanpa bracing		18.65	10.37	27.16	78.35
	bracing diagonal		7.74	8.47	11.94	3.99

Sumber: Output SAP2000

Data pada tabel 4.4.2 diambil dari lendutan pada pusat struktur yaitu pada tiang tengah. Hal tersebut menunjukkan bahwa pada model tanpa pengaku pada beban gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik mengalami pergeseran maksimum pada dasar tiang tengah sebesar 37,92 cm dan pada model dengan pengaku diagonal akibat gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik sebesar 7,69 cm. Sedangkan model lainnya yang memiliki perletakan umpak akan berperilaku seperti model dengan perletakan sendi. Hal ini dapat dilihat pada lendutan baik pada level atap dan lantai dimana keduanya memiliki nilai yang cukup dekat.

Tabel 4.4.3 *Story Drift* pada pusat struktur

Perletakan	Tipe <i>Bracing</i>	Level	<i>Story Drift</i> (cm)			
			EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
Jepit	tanpa bracing	Lantai-Dasar	6.41	4.64	40.66	11.00
	bracing diagonal		0.13	0.12	0.21	0.13
Sendi	tanpa bracing		13.98	7.78	23.46	150.75
	bracing diagonal		0.12	0.11	0.19	0.12
Umpak	tanpa bracing		13.13	8.10	19.22	29.35
	bracing diagonal		0.16	0.15	0.17	0.00
Jepit	tanpa bracing	Atap-Lantai	8.20	4.17	44.76	11.03
	bracing diagonal		7.65	9.13	10.31	5.14
Sendi	tanpa bracing		5.59	2.18	9.25	54.93
	bracing diagonal		7.60	8.91	10.55	5.23
Umpak	tanpa bracing		5.47	2.24	7.84	11.09
	bracing diagonal		7.48	8.15	4.08	3.99

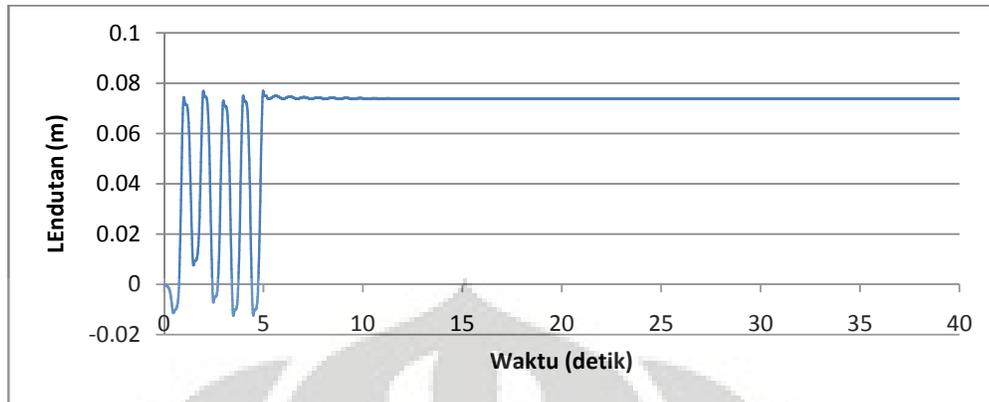
Sumber: Output SAP2000

Tabel 4.4.3 menunjukkan besarnya *story drift* pada struktur. Terlihat bahwa *story drift* antara lantai dan dasar memiliki nilai yang cukup besar pada model tanpa pengaku. *Story drift* yang besar ini tentu tidak dapat diizinkan karena dapat mengurangi fungsi bangunan dan dapat mempengaruhi kenyamanan penggunaannya. Dari tabel terlihat bahwa penambahan pengaku (*bracing*) diagonal mengurangi *story drift* secara signifikan sehingga penambahan pengaku diagonal merupakan hal yang sangat dianjurkan agar tidak terjadi keruntuhan pada tiang. Namun penambahan pengaku diagonal akan menambah besarnya *drift* antara atap dan lantai sehingga perlu dilakukan perkuatan untuk mengurangi besarnya *drift*

antara lantai dan atap. Sayangnya dalam simulasi ini dinding diabaikan padahal dinding dapat mengurangi peralihan antara atap dan lantai.

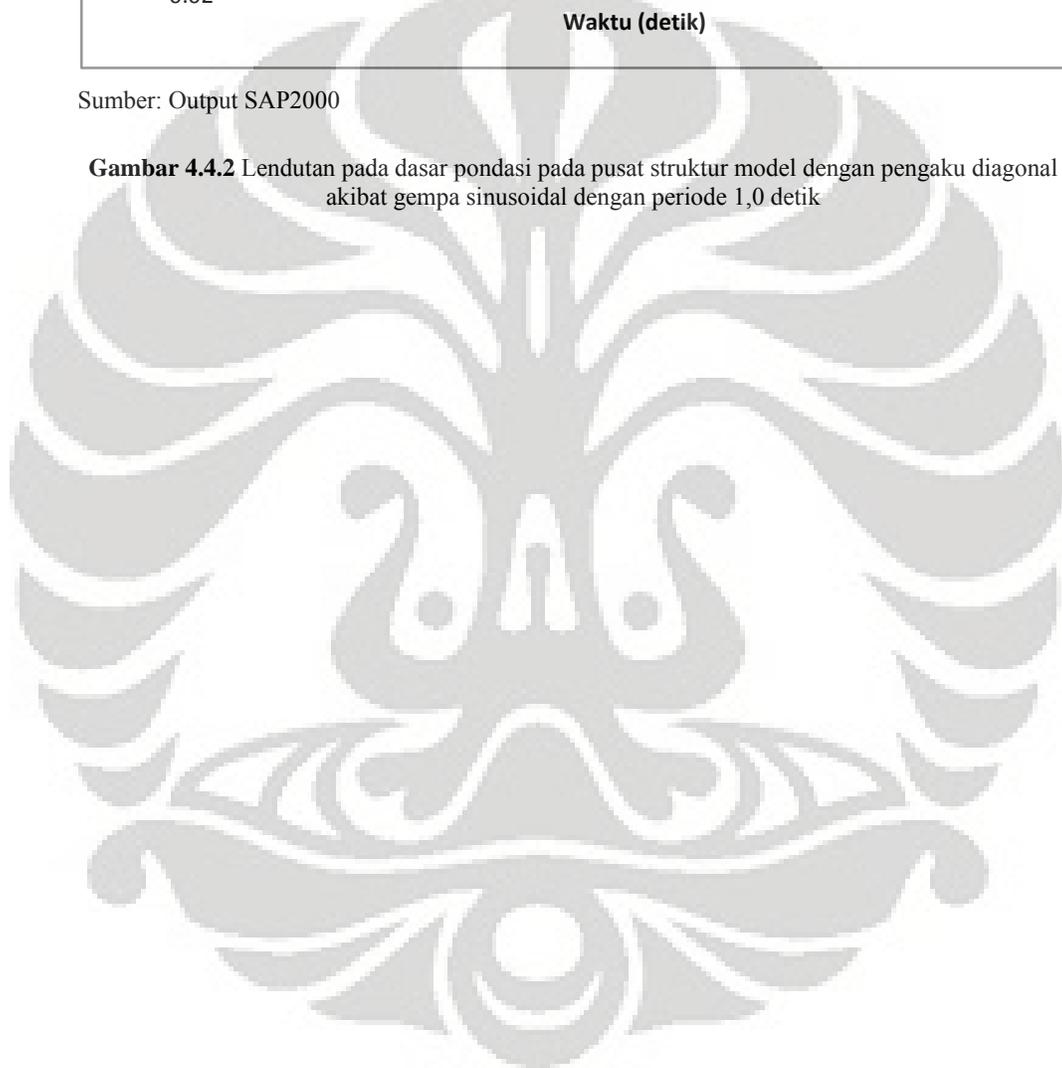
Pengaruh perletakan umpak dalam hal *story drift* hanya terlihat pada struktur yang mengalami pergeseran (gaya gempa lebih besar dari gaya gesek maksimum) yaitu model tanpa pengaku pada beban gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik dan pada model dengan pengaku diagonal pada beban gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik. Dari tabel 4.4.3 terlihat bahwa pada kedua model tersebut (jika dibandingkan dengan model dengan perletakan sendi) mengurangi *story drift* dari 10,55 cm menjadi 4,08 cm pada beban gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik dan dari 54,93 cm menjadi 11,09 cm pada pembebanan gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik. Reduksi ini hanya terjadi ketika gaya gempa melampaui gaya gesek maksimum μN karena apabila gaya gempa belum melampaui nilai tersebut maka pondasi umpak akan bersifat seperti sendi.

Dari analisis terhadap gaya geser dasar, lendutan dan *story drift* terlihat bahwa perletakan umpak dapat memberikan isolasi dasar kepada struktur. Isolasi dasar akan terjadi ketika gaya gempa melampaui besarnya gaya gesek sehingga terjadi pergeseran pada struktur. Semakin kecil nilai koefisien gesek μ maka akan semakin kecil gaya geser dasar struktur atau dapat dikatakan semakin besar gaya gempa yang dapat direduksi. Namun perlu diperhatikan bahwa semakin kecil nilai μ maka pergeseran akan semakin besar dimana akan menimbulkan lendutan sisa yang semakin besar.



Sumber: Output SAP2000

Gambar 4.4.2 Lendutan pada dasar pondasi pada pusat struktur model dengan pengaku diagonal akibat gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik



BAB 5 PENUTUP

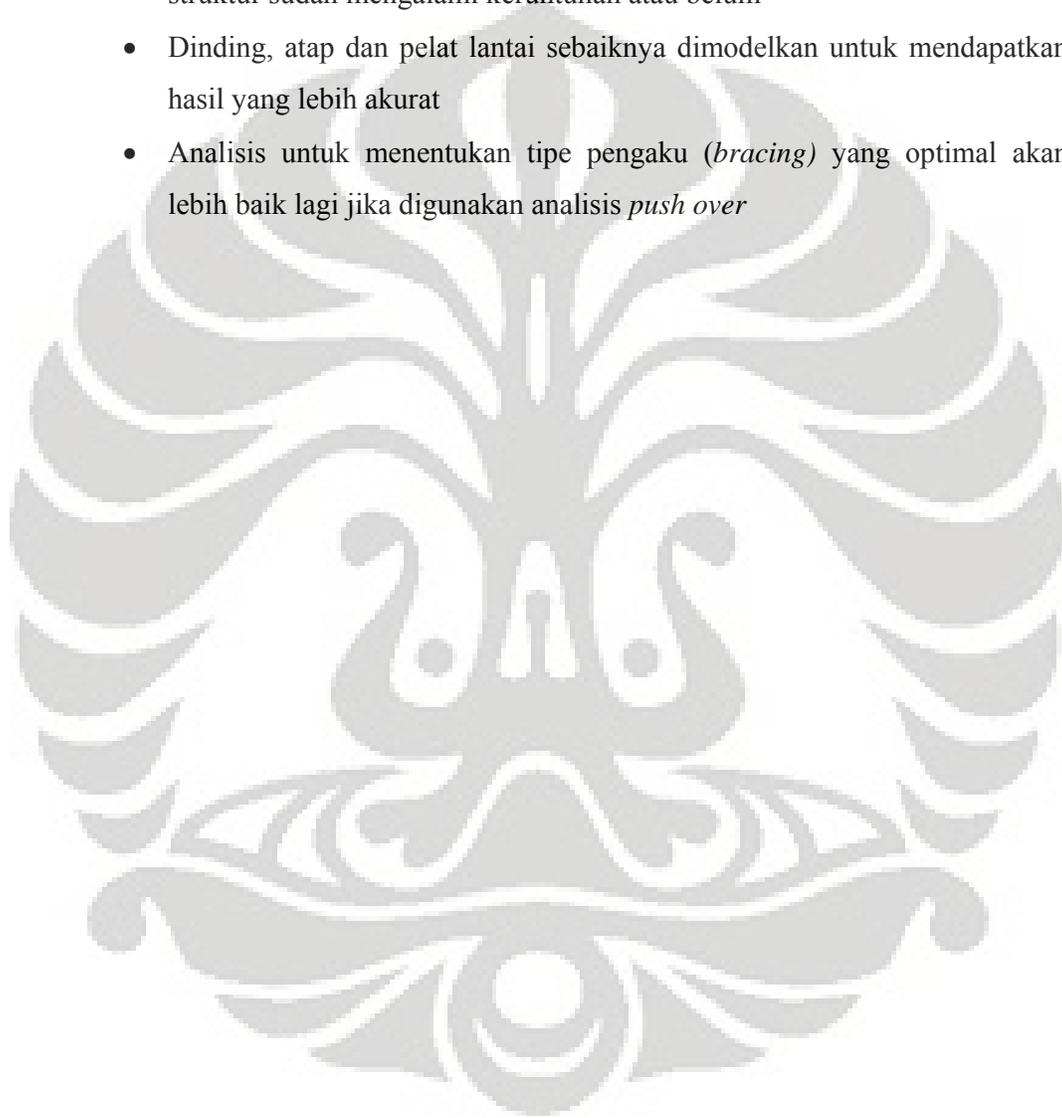
5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dan diskusi maka dapat disimpulkan hal-hal berikut:

- Efek gaya gempa yang ditimbulkan tidak hanya bergantung pada amplitudo gempanya namun juga sangat bergantung kepada periode alami struktur dan komposisi frekuensi gempa
- Konfigurasi panggung menyebabkan bangunan lebih fleksibel sehingga periode semakin besar dan lendutan semakin besar walaupun gaya gempa yang diserap semakin kecil
- Penambahan pengaku (*bracing*) horizontal tidak menambah kekakuan secara signifikan sedangkan penambahan pengaku diagonal menambah kekakuan struktur secara signifikan
- Konfigurasi sambungan balok-kolom sangat mempengaruhi periode alami struktur sehingga perawatan pada sambungan perlu diperhatikan
- Perletakan *umpak* memberikan isolasi dasar pada struktur dan mengurangi efek gempa secara signifikan kepada struktur namun menimbulkan lendutan sisa
- Semakin kecil koefisien gesek μ maka akan gaya gempa akan semakin tereduksi sehingga efek gempa semakin kecil namun lendutan sisa atau pergeseran semakin besar

5.2 Saran

- Model yang dipakai dalam penelitian ini sangat sederhana sehingga hasilnya sangat umum sehingga untuk mendapatkan hasil yang lebih spesifik perlu dibuat model yang lebih detail
- Perlu dianalisis tegangan dan lendutan batas sehingga diketahui apakah struktur sudah mengalami keruntuhan atau belum
- Dinding, atap dan pelat lantai sebaiknya dimodelkan untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat
- Analisis untuk menentukan tipe pengaku (*bracing*) yang optimal akan lebih baik lagi jika digunakan analisis *push over*



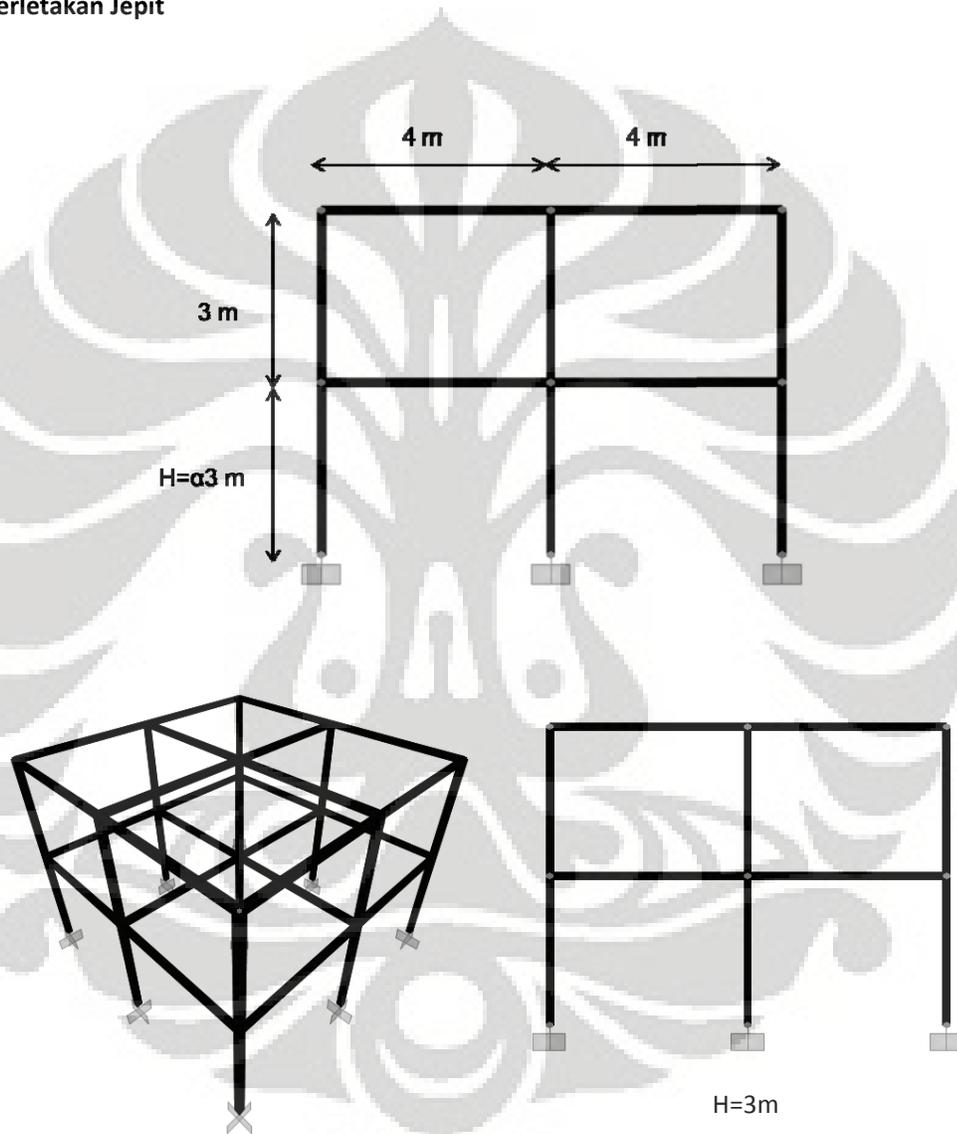
DAFTAR REFERENSI

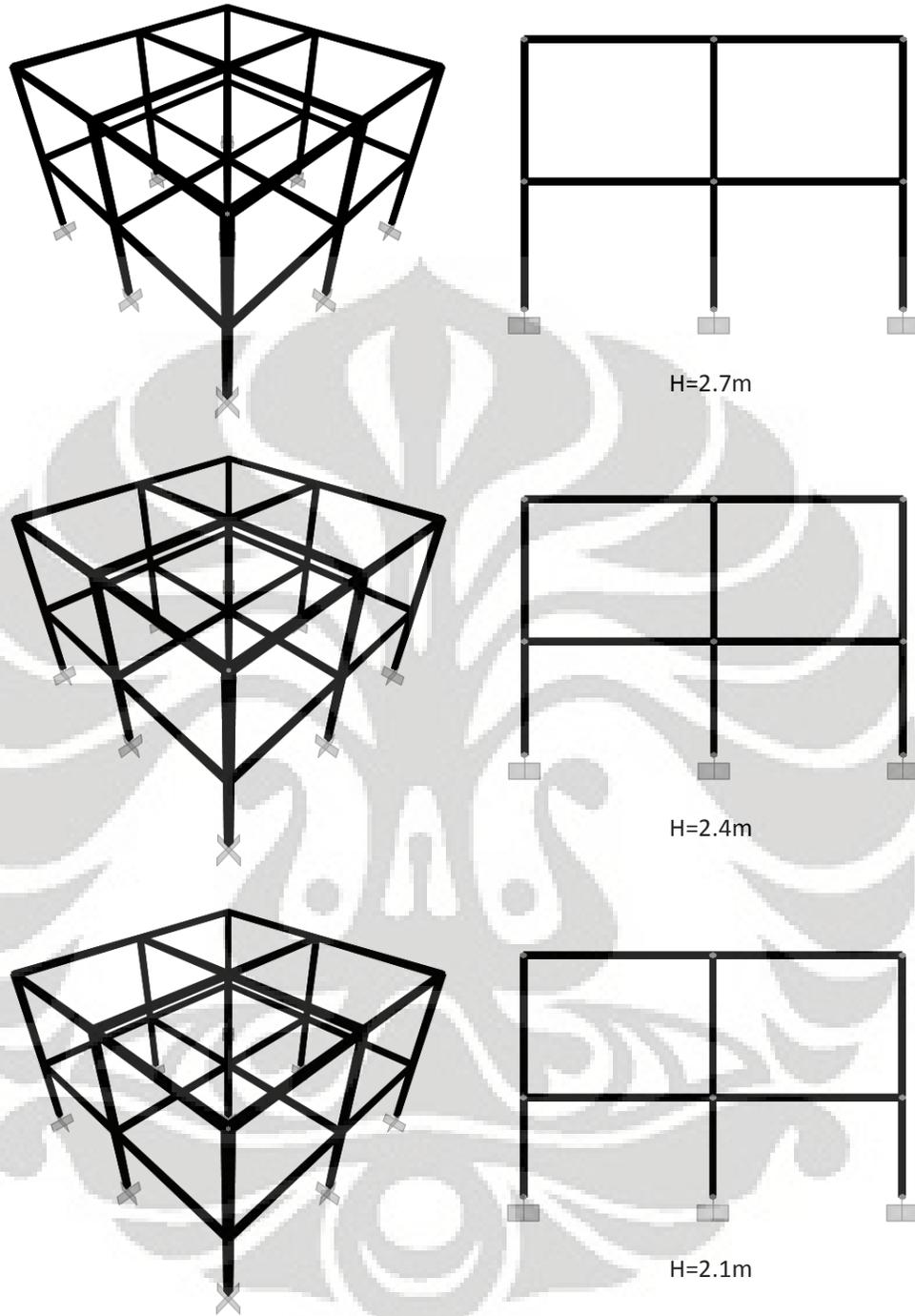
- Chopra, Anil K. (1997). *Dynamics of Structures*. Singapura: Prentice Hall.
- Clough, Ray W. (1975). *Dinamika Struktur*. Jakarta: Erlangga
- Dewabroto, Wiryanto. (2007). *Aplikasi Rekayasa Konstruksi dengan SAP 2000 Edisi Baru*. Jakarta: Elex Media Komputindo
- Katili, Irwan. (2008). *Metode Elemen Hingga untuk Skeletal*. Jakarta: Grafindo.
- Lase, Yuskar. (2005). *Kontrol Seismik pada Rumah Adat Nias*. HAKI Seminar 2005 Jakarta, Indonesia.
- Paz, Mario. (1985). *Dinamika Struktur, Teori dan Perhitungan*. Edisi II. Jakarta: Erlangga.
- Skinner, R.I. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*. Chicester: John Wiley and Sons
- Tjahjono, gunawan. (1998). *Indonesian Heritage, Architecture*. Archipelago Press. Jakarta. 1998
- Warburton, G.B. (1992). *Reduction of Vibration*. Chicester: John Wiley and Sons.
- Departemen Pekerjaan Umum. *Konstruksi Indonesia, Karya Anak Bangsa Teknologi Rumah Tahan Gempa*.
- Newsletter GTZ-IS GITEWS No. 04 Oktober-Desember 2007
- SAP2000 Manuals. (2005). Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA
- SNI.(2001). *Tata Cara Perencanaan Konstruksi Kayu Indonesi*. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta
- SNI 03-1726-2002 . *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*. Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.

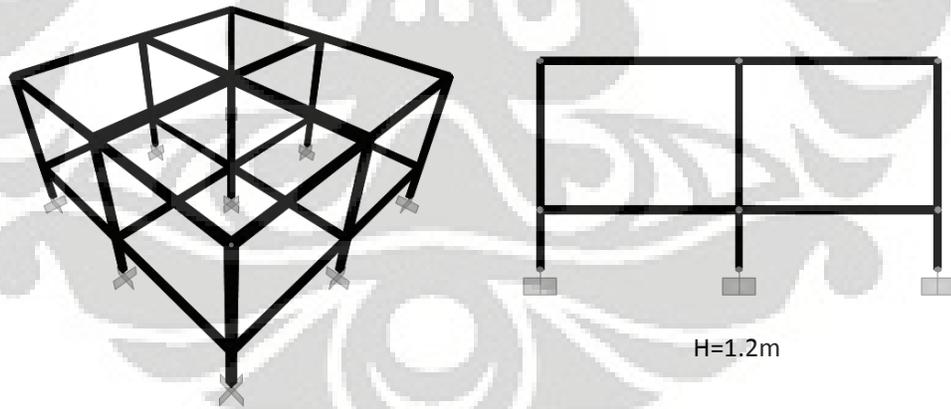
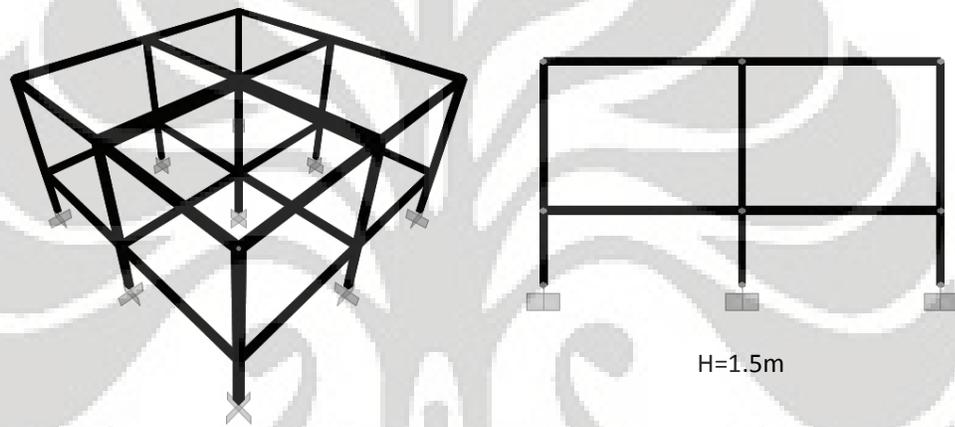
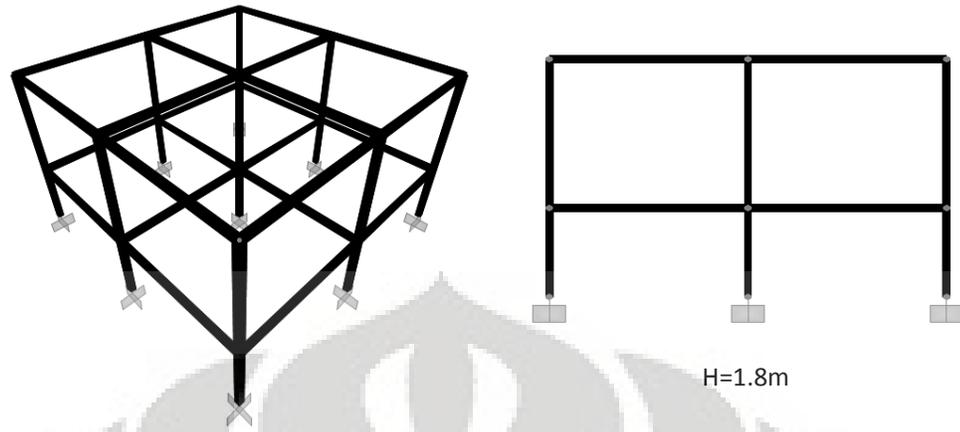
LAMPIRAN A
DATA VARIASI TINGGI TIANG

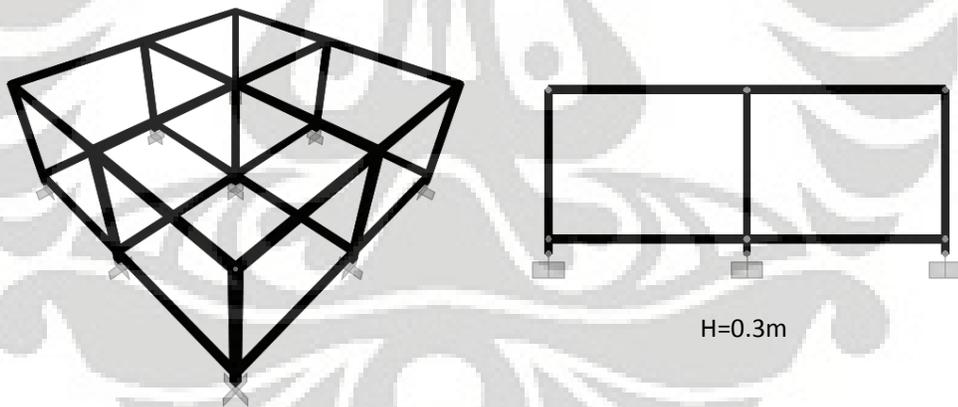
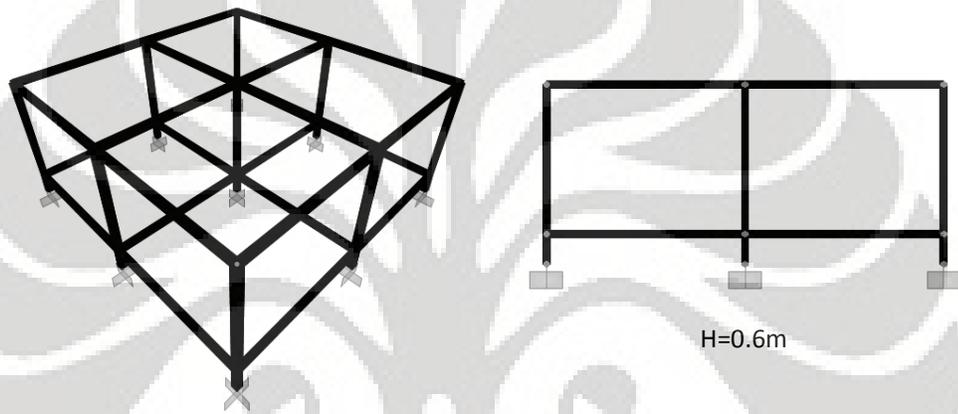
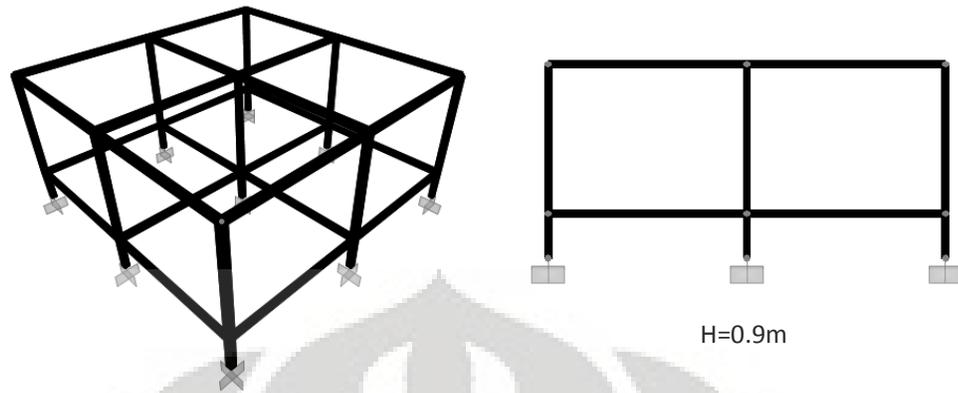
A1. MODEL SAP2000

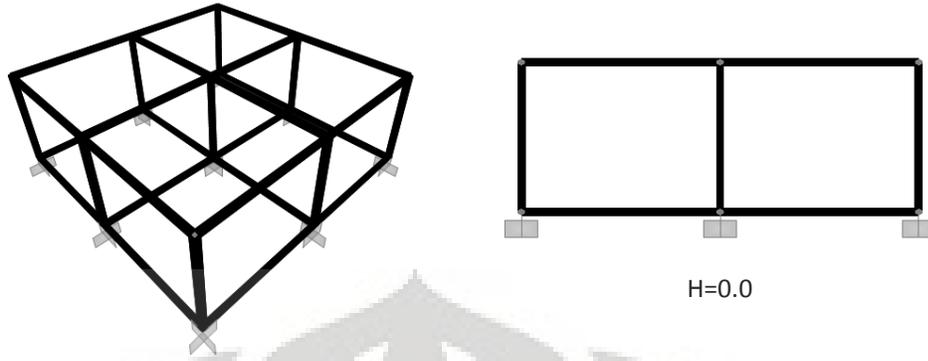
Perletakan Jepit



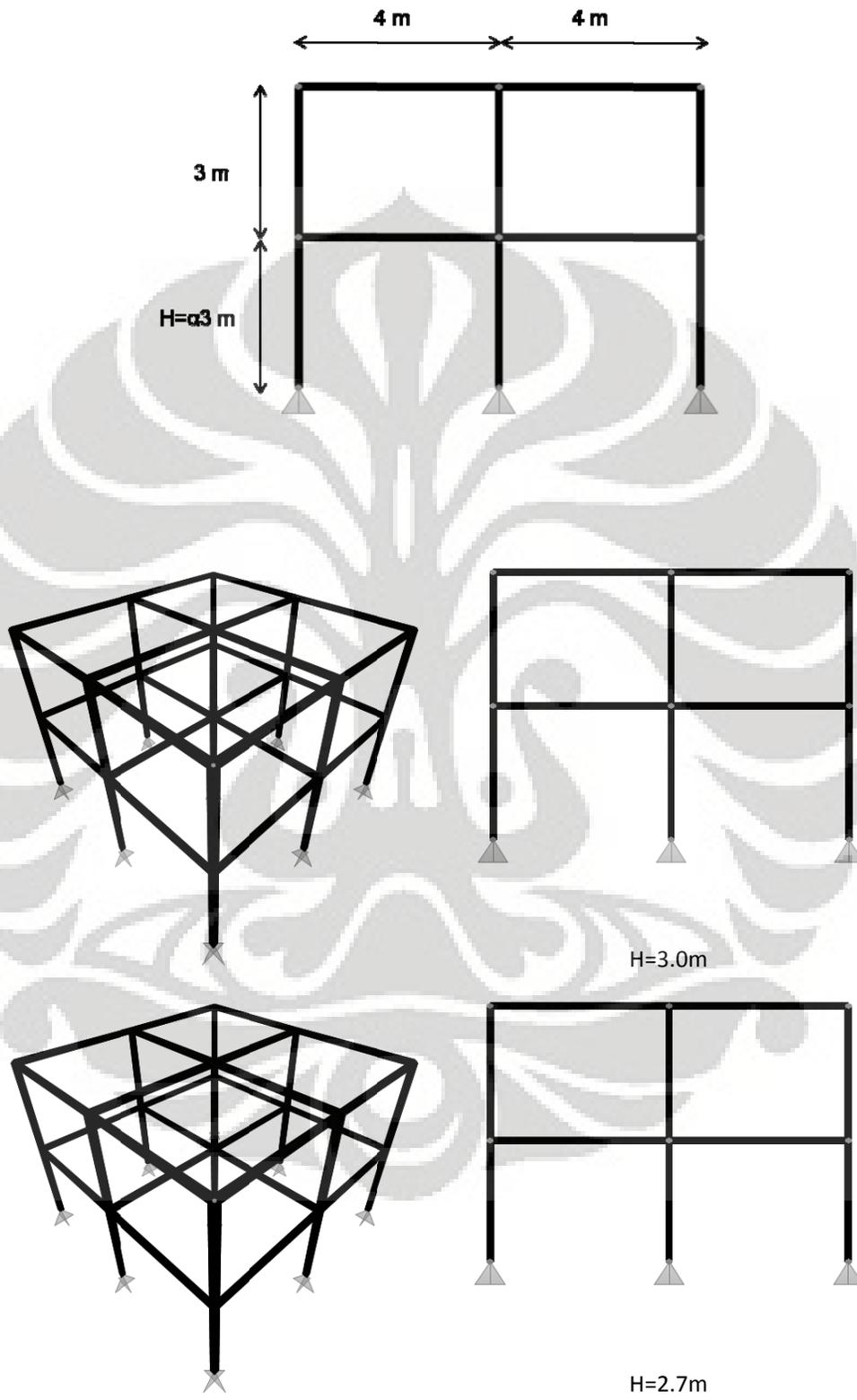


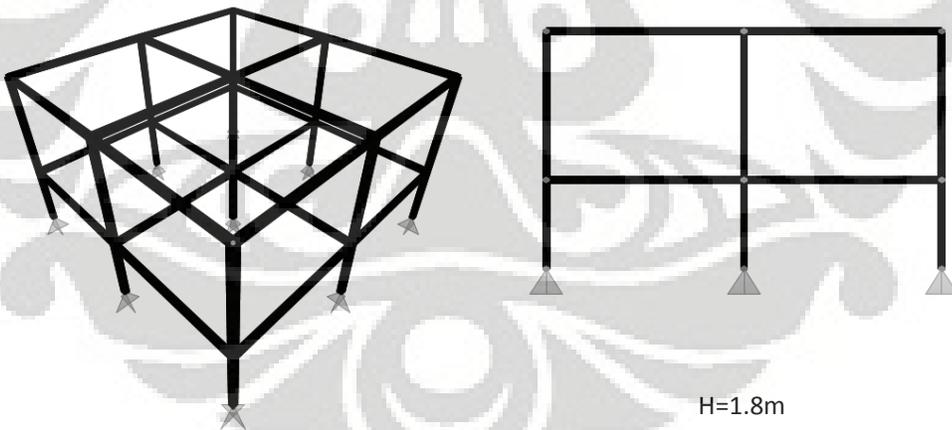
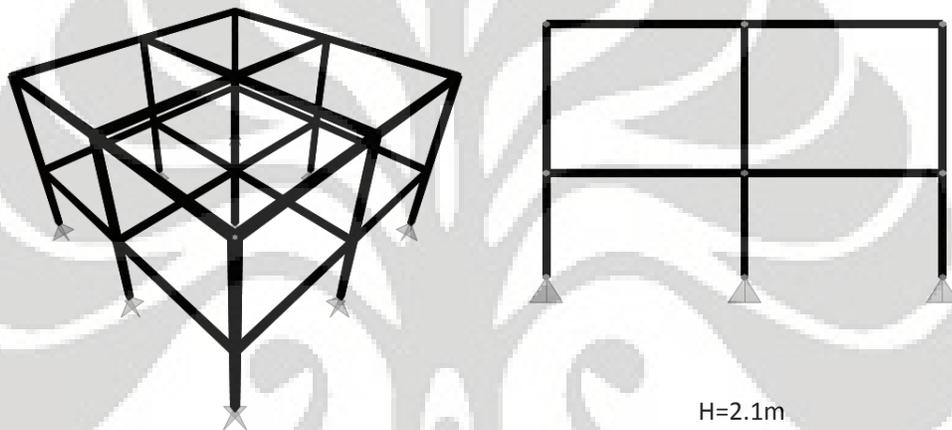
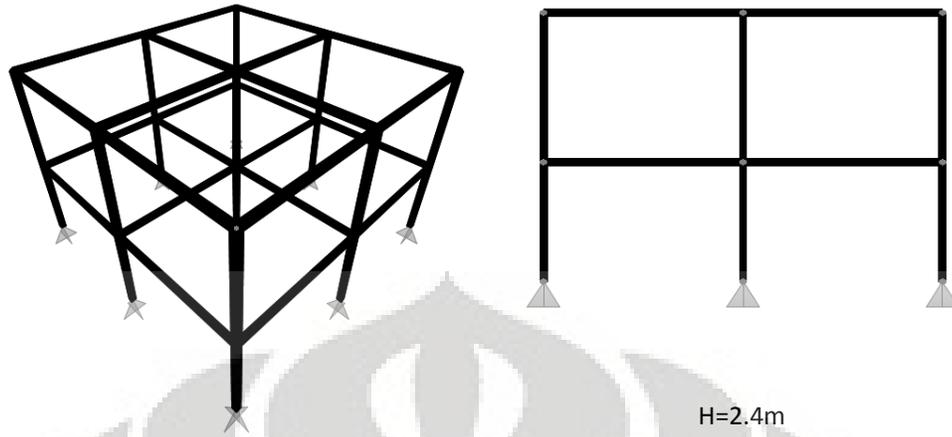


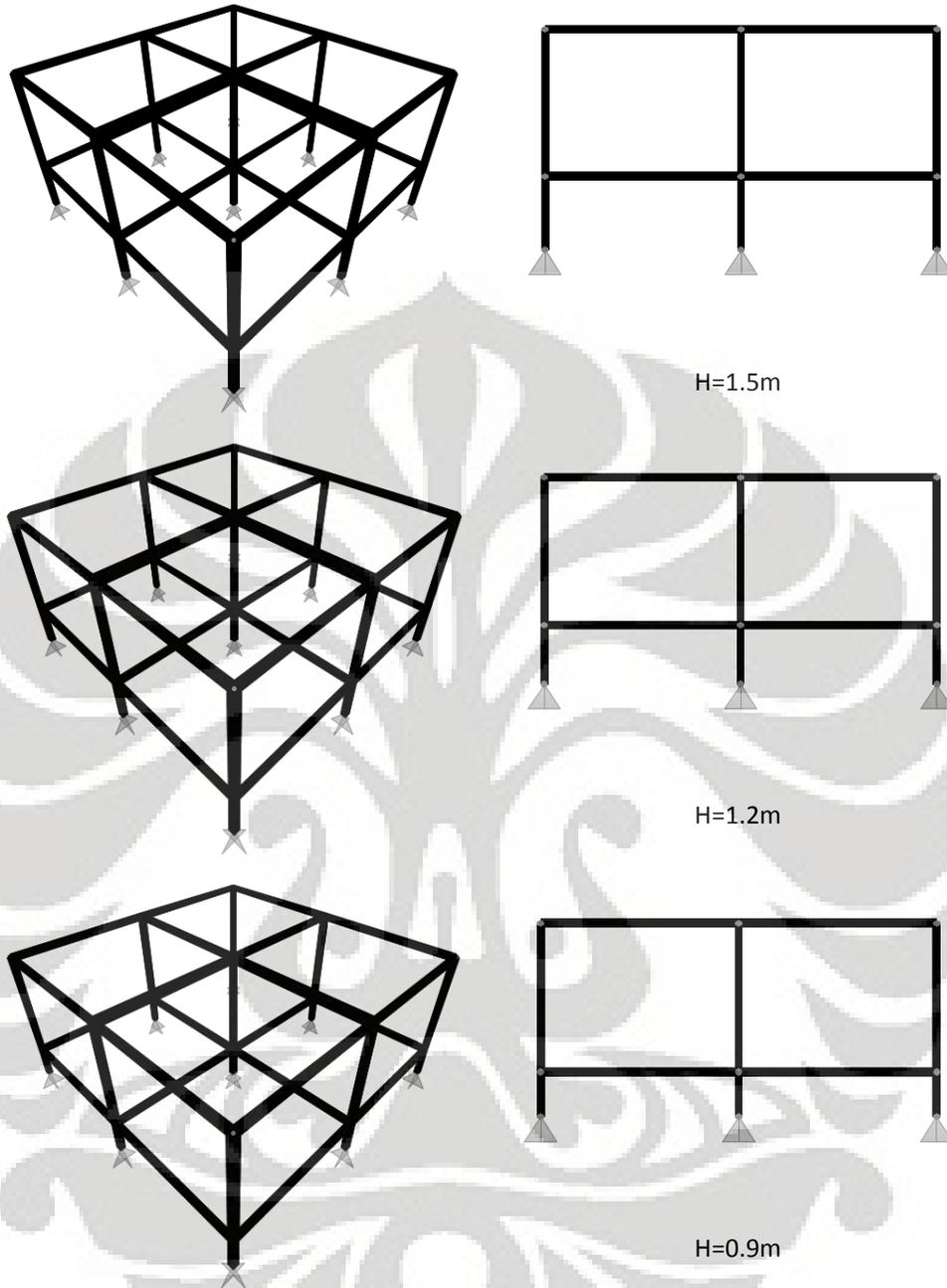


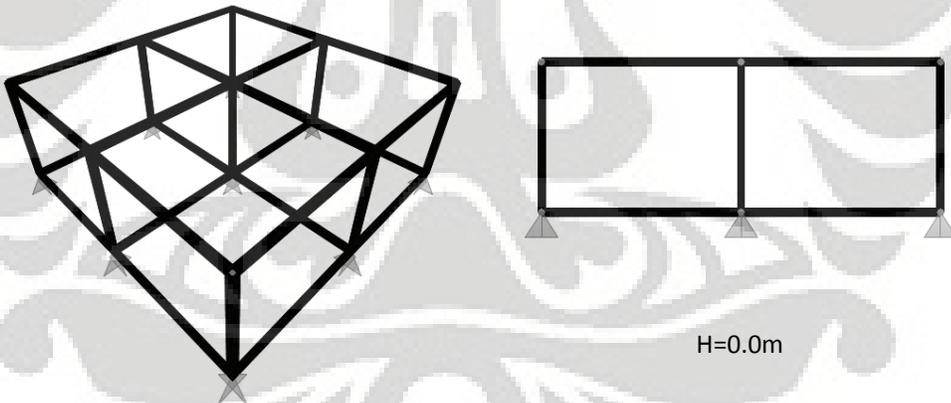
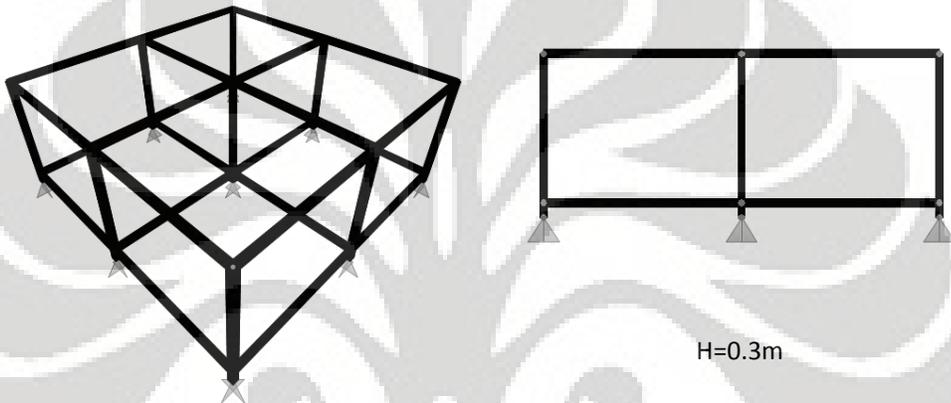
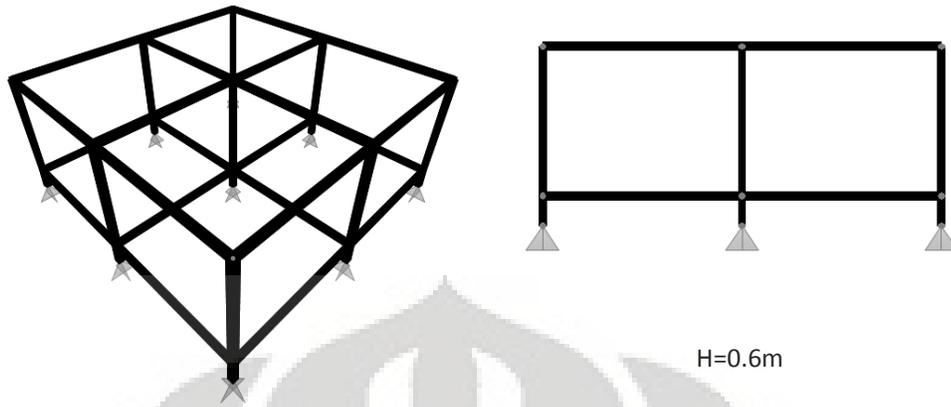


Perletakan Sendi









A2. PERIODE ALAMI STRUKTUR (detik)

Perletakan Jepit

Tinggi Tiang	Mode ke											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	1.089117	1.070038	0.96125	0.668739	0.569785	0.560518	0.345977	0.335459	0.278647	0.267617	0.266676	0.263472
2.7	1.013379	0.992297	0.894482	0.644264	0.555394	0.546531	0.322757	0.314731	0.258083	0.24956	0.248549	0.246346
2.4	0.946138	0.923027	0.834963	0.619816	0.540426	0.53213	0.295532	0.289913	0.234349	0.228141	0.2272	0.225855
2.1	0.887420	0.862355	0.782821	0.59611	0.525358	0.517841	0.264076	0.260543	0.207452	0.203257	0.202493	0.201798
1.8	0.836866	0.810004	0.737823	0.573778	0.510687	0.504185	0.228499	0.226552	0.17772	0.175148	0.174613	0.174332
1.5	0.793681	0.76522	0.699325	0.553216	0.4968	0.491531	0.189388	0.188474	0.145849	0.144464	0.144149	0.144075
1.2	0.756633	0.726762	0.666282	0.534468	0.483856	0.479989	0.147884	0.147535	0.112869	0.112247	0.112098	0.112096
0.9	0.724031	0.692874	0.637219	0.51713	0.471671	0.469347	0.105685	0.105586	0.08007	0.07986	0.079816	0.079808
0.6	0.693413	0.660983	0.609958	0.500135	0.459539	0.458936	0.065024	0.065007	0.048988	0.048945	0.048937	0.048934
0.3	0.660132	0.62623	0.580292	0.480826	0.446994	0.445469	0.035234	0.030308	0.029663	0.029657	0.029068	0.029068
0	0.609222	0.573165	0.534239	0.449232	0.42627	0.421311	0.035227	0.028758	0.028206	0.028202	0.026231	0.025265

Perletakan Sendi

Tinggi Tiang	Mode ke											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	1.81372	1.803863	1.630788	0.799324	0.638354	0.627489	0.417058	0.396568	0.342708	0.31953	0.31923	0.311767
2.7	1.627064	1.615687	1.459551	0.777162	0.62796	0.617084	0.403309	0.384523	0.330047	0.309512	0.309117	0.302519
2.4	1.454426	1.44119	1.301188	0.751017	0.615118	0.604259	0.385893	0.369341	0.314131	0.296869	0.29586	0.290566
2.1	1.297427	1.281954	1.157215	0.720815	0.599446	0.588659	0.363539	0.349839	0.293906	0.280172	0.278725	0.274834
1.8	1.157929	1.139856	1.029398	0.687089	0.580841	0.570249	0.334632	0.324354	0.268117	0.257998	0.256396	0.253902
1.5	1.037731	1.01683	0.919476	0.651236	0.559779	0.549633	0.297374	0.29074	0.23555	0.228859	0.227443	0.226158
1.2	0.937959	0.914258	0.828544	0.61549	0.537516	0.528246	0.250307	0.246873	0.195578	0.191798	0.190832	0.190369
0.9	0.858283	0.832092	0.756264	0.582332	0.515841	0.507982	0.193336	0.192035	0.148933	0.147252	0.146787	0.146697
0.6	0.796542	0.768311	0.700535	0.553534	0.496328	0.490299	0.128935	0.128626	0.098159	0.097656	0.097533	0.097519
0.3	0.749275	0.719413	0.658045	0.529583	0.479685	0.475638	0.062589	0.062561	0.047329	0.047259	0.047252	0.047239
0	0.716341	0.685371	0.628124	0.511731	0.466884	0.46448	0.035243	0.028759	0.028207	0.028203	0.026243	0.025277

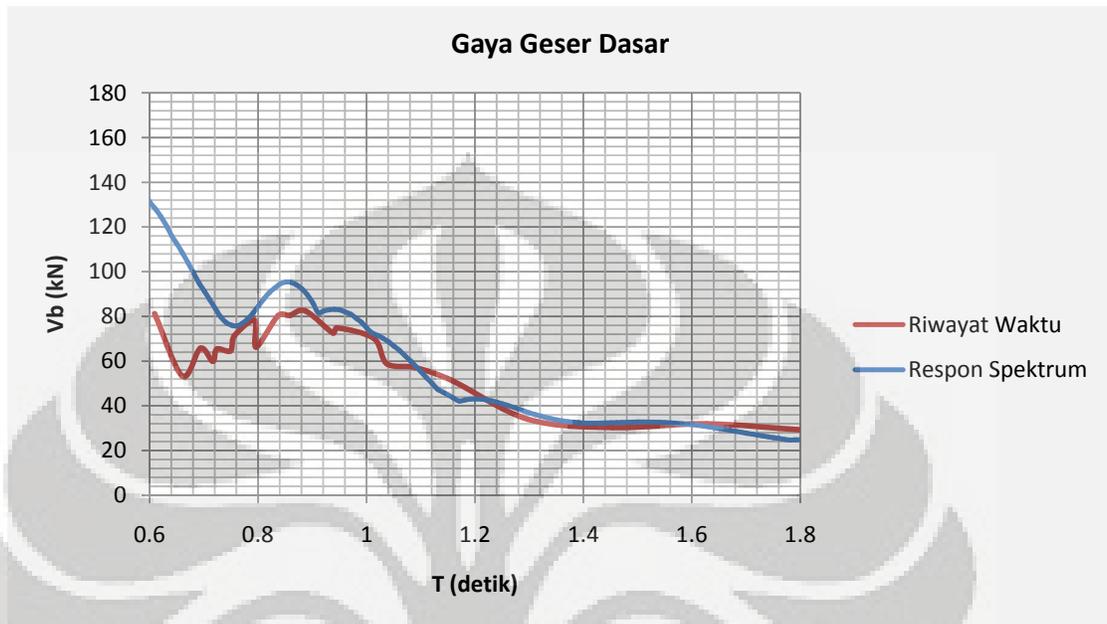
A3. BASE REACTION**Perletakan Jepit**

Tinggi Tiang	Fx = Vb (kN)							
	SIN T=0.5	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=1	SIN T=2	SIN T=2	EL CENTRO	EL CENTRO
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
3	39.252	-40.06	287.904	-297.65	99.973	-113.099	53.732	-53.215
2.7	41.91	-33.966	365.396	-379.148	97.54	-96.416	66.021	-75.585
2.4	43.912	-40.899	342.026	-349.73	94.521	-80.565	70.436	-76.378
2.1	44.773	-47.182	257.774	-255.902	91.148	-79.844	77.588	-83.723
1.8	44.098	-40.304	202.51	-197.473	88.485	-79.059	75.569	-79.259
1.5	41.691	-41.901	160.841	-168.547	85.728	-75.323	73.633	-64.813
1.2	44.352	-45.327	145.51	-141.952	82.988	-72.594	67.177	-63.194
0.9	46.388	-49.311	131.249	-117.941	80.292	-73.778	61.533	-61.764
0.6	46.94	-53.043	117.579	-111.632	78.024	-73.703	61.842	-66.036
0.3	62.814	-61.115	88.846	-92.48	61.621	-58.265	50.208	-51.742
0	74.179	-69.273	87.622	-98.235	73.087	-68.536	76.431	-61.884

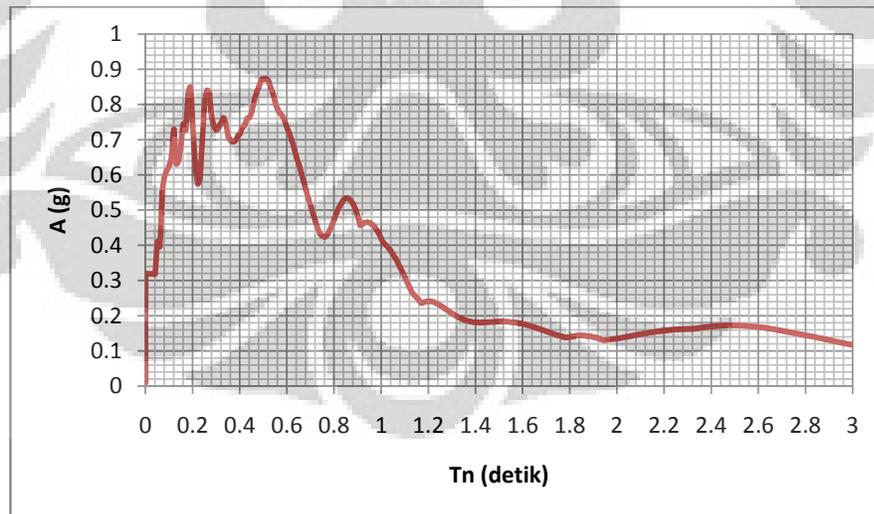
Perletakan Sendi

Tinggi Tiang	My = Mb (kNm)							
	SIN T=0.5	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=1	SIN T=2	SIN T=2	EL CENTRO	EL CENTRO
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
3	212.0498	-183.2222	1508.5538	-1528.4204	476.1341	-535.6567	241.5598	-298.1777
2.7	220.1186	-186.2026	1907.866	-1978.9331	466.5905	-456.586	347.761	-366.2018
2.4	225.0404	-223.2145	1782.277	-1821.8736	454.5226	-380.5753	391.4774	-365.6111
2.1	226.4014	-256.5364	1342.8638	-1329.974	440.705	-374.8603	376.5659	-432.4457
1.8	228.1932	-275.9141	1056.9744	-1026.6776	427.9155	-373.8685	367.4216	-419.7326
1.5	237.3762	-296.7959	840.9836	-881.6734	414.6751	-355.9967	318.0324	-338.0769
1.2	243.4091	-309.2082	763.6491	-739.6204	402.4921	-346.1521	309.092	-326.7259
0.9	282.1932	-325.6155	687.6185	-613.8993	390.2831	-353.7606	300.9087	-312.1209
0.6	322.6016	-341.1503	612.9031	-584.2821	379.5016	-354.3738	298.9353	-333.8271
0.3	403.6264	-381.4959	489.363	-512.6932	326.5383	-306.4996	294.7527	-333.124
0	470.5884	-455.1264	441.4645	-505.1669	353.7231	-327.2515	381.0624	-386.1518

A4. Perbandingan Metode Riwayat Waktu dan Respon Spektra



A5. Respon Spektra dari El Centro dengan redaman 6%



A6. LENDUTAN (meter)**Perletakan Jepit**

Tinggi Tiang	Lantai				Atap			
	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2	EL CENTRO
3	0.0393	0.2897	0.1028	0.0525	0.0714	0.6109	0.2048	0.1159
2.7	0.0265	0.2943	0.0687	0.0560	0.0756	0.7083	0.1533	0.1230
2.4	0.0261	0.2090	0.0437	0.0439	0.0819	0.5828	0.1122	0.1089
2.1	0.0224	0.1143	0.0320	0.0351	0.0860	0.3811	0.0965	0.1212
1.8	0.0161	0.0639	0.0228	0.0251	0.0877	0.2676	0.0859	0.1113
1.5	0.0136	0.0379	0.0147	0.0151	0.0870	0.2086	0.0725	0.0866
1.2	0.0096	0.0205	0.0090	0.0087	0.0853	0.1586	0.0638	0.0710
0.9	0.0055	0.0101	0.0053	0.0053	0.0828	0.1238	0.0591	0.0732
0.6	0.0031	0.0046	0.0025	0.0028	0.0850	0.1077	0.0537	0.0746
0.3	0.0012	0.0013	0.0007	0.0010	0.0964	0.0915	0.0471	0.0758
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1090	0.0701	0.0369	0.0749

Perletakan Sendi

Tinggi Tiang	Lantai				Atap			
	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2	EL CENTRO
3	0.0677	0.2096	1.0888	0.0894	0.0821	0.2932	1.4849	0.1269
2.7	0.0422	0.2147	0.5978	0.0862	0.0836	0.3209	0.8671	0.1254
2.4	0.0591	0.2046	0.3151	0.0699	0.0883	0.3329	0.4951	0.1088
2.1	0.0376	0.2104	0.2101	0.0590	0.0635	0.3848	0.3662	0.1029
1.8	0.0370	0.2338	0.1280	0.0494	0.0720	0.4951	0.2558	0.1020
1.5	0.0254	0.2727	0.0704	0.0478	0.0713	0.6986	0.1691	0.1241
1.2	0.0205	0.1661	0.0350	0.0359	0.0816	0.5495	0.1067	0.1057
0.9	0.0151	0.0658	0.0205	0.0260	0.0851	0.3094	0.0883	0.1164
0.6	0.0097	0.0266	0.0100	0.0104	0.0846	0.2069	0.0718	0.0856
0.3	0.0041	0.0081	0.0036	0.0036	0.0816	0.1439	0.0608	0.0689
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.1090	0.0701	0.0369	0.0749

A7. Gaya Dalam Maksimum

EL CENTRO

Perletakan	Tinggi	N (kN)						L (kN)						M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	3	9.366	0.000	3.831	0.000	1.001	1.386	6.620	8.359	5.274	8.893	3.820	5.556	7.822	10.834	6.468	12.550	8.318	11.774
	2.7	10.298	0.000	4.173	0.000	1.440	1.547	8.534	11.096	5.900	9.678	4.162	6.389	7.574	12.193	8.348	13.724	9.086	13.532
	2.4	9.645	0.000	3.624	0.000	1.536	1.466	8.975	12.108	5.150	8.311	3.622	6.064	6.180	11.192	7.356	11.773	7.882	12.802
	2.1	11.714	0.000	4.974	0.000	1.457	1.514	9.826	13.119	7.207	11.551	4.967	6.747	6.514	10.510	10.204	16.344	10.869	14.162
	1.8	11.323	0.000	5.101	0.000	1.393	1.046	10.683	13.979	7.717	11.928	5.093	6.229	5.581	9.550	11.380	17.075	11.185	13.009
	1.5	9.100	0.000	4.414	0.000	1.109	1.621	12.728	16.854	7.020	10.437	4.405	4.758	4.877	9.016	10.776	15.157	9.707	9.886
	1.2	7.538	0.000	3.898	0.000	1.009	1.401	13.149	18.101	6.597	9.411	3.890	3.817	3.026	6.567	10.425	13.853	8.587	7.888
	0.9	7.702	0.000	4.261	0.000	0.984	1.455	10.346	15.533	7.417	10.350	4.250	3.491	4.456	3.614	12.008	15.402	9.408	7.162
	0.6	7.704	0.000	4.578	0.000	1.006	1.556	9.469	15.883	8.190	11.214	4.565	3.151	6.666	4.145	13.554	16.882	10.124	6.420
	0.3	7.285	0.000	4.923	0.000	0.969	1.126	9.697	14.773	9.200	12.309	4.910	2.367	10.506	9.187	15.687	18.921	10.910	4.784
0	-	-	5.372	0.000	1.018	-	-	-	-	10.883	14.172	5.363	-	-	-	19.624	22.899	11.934	-

Perletakan	Tinggi	N (kN)						L (kN)						M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Sendi	3	6.280	0.000	1.893	0.000	0.754	0.718	2.769	3.650	1.802	4.191	1.890	4.386	9.074	11.655	3.698	5.420	4.016	9.416
	2.7	6.888	0.000	2.076	0.000	0.752	0.874	3.297	4.301	2.017	4.572	2.073	4.850	8.903	11.614	2.611	5.898	4.418	10.389
	2.4	6.676	0.000	1.951	0.000	0.765	0.788	3.063	4.232	2.080	4.237	1.950	4.744	7.352	10.158	3.302	5.392	4.158	10.132
	2.1	7.320	0.000	2.290	0.000	0.847	0.862	3.747	4.971	2.774	5.050	2.289	5.064	7.868	10.439	4.212	6.563	4.911	10.768
	1.8	8.336	0.000	2.996	0.000	0.868	1.158	5.548	7.753	3.979	6.846	2.989	5.575	9.987	13.956	5.135	9.444	6.498	11.792
	1.5	11.642	0.000	4.450	0.000	1.412	1.109	6.088	9.681	5.984	10.082	4.441	7.333	9.132	14.521	7.884	13.879	9.684	15.422
	1.2	10.944	0.000	3.820	0.000	1.573	0.940	8.620	13.909	5.203	8.541	3.816	7.249	10.344	16.691	6.898	11.663	8.335	15.175
	0.9	13.162	0.000	5.139	0.000	1.466	1.777	10.416	16.922	7.439	11.641	5.133	8.147	9.374	15.230	10.853	16.138	11.271	16.912
	0.6	10.092	0.000	4.370	0.000	1.105	2.189	9.921	19.233	6.624	9.962	4.365	5.723	5.953	11.540	9.709	13.923	9.629	11.770
	0.3	8.247	0.000	3.862	0.000	0.964	4.919	5.778	22.538	6.306	9.019	3.850	4.397	1.733	6.761	9.675	12.872	8.513	8.975
	0	-	-	4.201	0.000	1.312	-	-	-	6.620	10.549	4.196	-	-	-	9.931	15.825	9.116	-

SIN T=0,5 detik

Perletakan	Tinggi	N (kN)						L (kN)						M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	3	5.842	0.000	2.795	0.000	0.939	1.044	5.330	6.547	4.349	6.680	2.781	3.494	5.527	7.649	7.337	9.784	6.098	7.434
	2.7	6.740	0.000	3.090	0.000	0.942	0.841	5.181	6.440	4.684	7.308	3.077	3.710	5.277	7.424	6.981	10.602	6.746	7.820
	2.4	7.601	0.000	3.403	0.000	0.927	0.837	5.547	6.944	5.075	7.999	3.394	4.212	4.889	6.992	7.423	11.480	7.434	8.855
	2.1	8.403	0.000	3.908	0.000	0.944	0.729	5.976	8.021	6.057	9.264	3.897	4.500	4.352	6.321	9.051	13.392	8.554	9.421
	1.8	8.908	0.000	4.367	0.000	0.946	0.698	5.910	7.575	6.980	10.397	4.354	4.541	3.660	5.405	10.729	15.169	9.586	9.459
	1.5	9.088	0.000	4.515	0.000	1.109	0.765	5.754	8.008	7.310	10.750	4.504	4.574	2.841	4.253	11.334	15.695	9.931	9.489
	1.2	9.041	0.000	4.705	0.000	1.223	1.049	6.081	9.692	7.838	11.266	4.694	4.374	2.872	2.972	12.412	16.577	10.374	9.035
	0.9	8.782	0.000	4.828	0.000	1.291	1.585	5.638	10.492	8.279	11.639	4.816	3.966	4.725	1.726	13.389	17.284	10.666	8.131
	0.6	8.684	0.000	5.116	0.000	1.332	2.177	5.513	12.444	9.456	12.770	5.104	3.573	7.343	4.399	15.541	19.212	11.290	7.279
	0.3	9.175	0.000	6.169	0.000	1.368	1.901	6.962	12.548	11.833	15.661	6.158	3.011	13.271	11.495	20.074	24.069	13.653	6.088
	0	-	-	7.730	0.000	1.667	-	-	-	15.970	20.629	7.719	-	-	-	28.686	33.323	17.149	-

Perletakan	Tinggi	N (kN)						L (kN)						M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Sendi	3	4.932	0.000	2.074	0.000	0.744	0.797	2.453	3.029	2.892	4.883	2.063	2.854	6.506	8.460	4.506	6.977	4.479	6.086
	2.7	5.763	0.000	2.366	0.000	0.810	0.735	2.546	3.373	3.228	5.519	2.355	3.394	6.875	9.107	4.343	7.824	5.114	7.225
	2.4	5.970	0.000	2.437	0.000	0.873	0.886	2.990	4.035	3.296	5.636	2.426	3.837	7.175	9.683	4.428	7.957	5.276	8.190
	2.1	5.157	0.000	2.112	0.000	0.925	0.870	3.490	4.812	2.937	4.833	2.104	3.053	7.330	10.105	4.729	6.827	4.585	6.464
	1.8	5.879	0.000	2.192	0.000	0.955	0.715	4.023	5.685	3.341	5.169	2.183	3.947	7.241	10.234	5.042	7.480	4.786	8.352
	1.5	6.710	0.000	2.691	0.000	0.950	0.716	4.539	6.571	3.755	6.167	2.685	4.054	6.809	9.857	5.176	8.593	5.867	8.511
	1.2	8.348	0.000	3.592	0.000	0.901	0.823	4.896	7.292	5.355	8.341	3.583	4.756	5.875	8.750	7.692	11.776	7.859	9.918
	0.9	9.330	0.000	4.060	0.000	0.929	1.145	4.891	8.796	6.146	9.377	4.051	5.273	4.402	7.917	8.954	13.209	8.913	10.924
	0.6	9.727	0.000	4.452	0.000	1.063	2.398	4.193	10.932	7.010	10.318	4.442	5.277	2.516	6.559	10.567	14.661	9.805	10.844
	0.3	9.758	0.000	4.636	0.000	1.194	6.186	3.855	17.970	7.502	10.765	4.618	5.127	1.157	5.391	11.558	15.390	10.222	10.462
	0	-	-	4.725	0.000	1.705	-	-	-	7.325	11.773	4.718	-	-	-	10.989	17.662	10.256	-

SIN T=1,0 detik

Perletakan	Tinggi	N (kN)						L (kN)						M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	3	47.223	0.000	17.687	0.000	6.273	5.307	35.441	45.326	22.759	40.512	17.664	29.535	35.761	55.305	40.045	55.908	38.284	62.692
	2.7	59.446	0.000	23.137	0.000	7.545	5.871	44.086	57.692	30.811	53.158	23.106	36.317	38.525	63.040	40.057	73.791	50.244	76.827
	2.4	52.578	0.000	21.139	0.000	6.688	4.616	41.623	55.740	29.109	48.707	21.113	31.454	29.394	52.017	39.215	68.030	46.041	66.303
	2.1	36.695	0.000	15.313	0.000	4.761	2.720	31.657	43.590	21.845	35.415	15.295	21.408	16.884	33.620	30.481	49.823	33.453	44.948
	1.8	27.198	0.000	11.843	0.000	3.529	1.514	25.007	35.636	17.538	27.528	11.829	15.360	8.787	21.592	25.316	39.049	25.951	32.101
	1.5	22.101	0.000	10.076	0.000	2.625	0.691	19.850	29.420	15.460	23.539	10.065	12.024	3.274	12.904	23.024	33.683	22.147	25.002
	1.2	17.243	0.000	8.302	0.000	2.209	0.502	17.821	27.902	13.218	19.525	8.295	8.940	1.252	7.235	20.300	28.228	18.305	18.482
	0.9	13.494	0.000	6.990	0.000	1.824	0.631	15.880	26.375	11.637	16.635	6.985	6.503	4.333	1.905	18.465	24.393	15.459	13.353
	0.6	11.434	0.000	6.504	0.000	1.474	0.920	14.112	24.474	11.318	15.710	6.503	4.928	7.887	3.560	18.557	23.440	14.433	10.042
	0.3	8.952	0.000	5.941	0.000	1.126	0.510	13.112	20.449	10.916	14.701	5.939	3.009	12.131	10.212	18.607	22.521	13.217	6.071
	0	0.000	0.000	5.051	0.000	0.827	0.000	0.000	0.000	10.135	13.260	5.049	-	-	-	18.316	21.427	11.247	-

Perletakan	Tinggi	N (kN)						L (kN)						M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Sendi	3	14.223	0.000	4.151	0.000	1.646	1.623	6.609	8.646	3.739	9.125	4.146	10.072	9.074	11.655	3.698	11.6476	8.7898	21.6304
	2.7	17.768	0.000	5.344	0.000	1.770	1.884	6.463	8.657	5.121	11.760	5.339	12.423	8.903	11.614	2.611	15.1115	11.368	26.5971
	2.4	21.071	0.000	6.556	0.000	2.708	2.010	10.630	14.728	6.704	14.454	6.550	14.514	7.352	10.158	3.302	18.7225	14.0125	30.9656
	2.1	27.896	0.000	9.078	0.000	3.571	2.193	15.131	21.752	10.002	20.100	9.069	18.818	7.868	10.439	4.212	26.3413	19.5052	39.9814
	1.8	40.800	0.000	13.848	0.000	5.070	2.395	22.838	34.538	16.266	30.758	13.834	26.959	9.987	13.956	5.135	40.705	29.9024	57.0136
	1.5	64.817	0.000	22.940	0.000	7.681	2.103	37.225	60.170	28.563	51.094	22.919	41.880	9.132	14.521	7.884	68.2038	49.7781	88.1014
	1.2	56.659	0.000	21.031	0.000	6.607	0.618	34.759	61.678	27.764	47.001	21.014	35.631	10.344	16.691	6.898	63.3652	45.8679	74.4888
	0.9	34.777	0.000	13.638	0.000	3.971	2.545	22.049	45.509	19.099	30.623	13.628	21.140	9.374	15.230	10.853	41.7608	29.8987	43.8693
	0.6	24.698	0.000	10.338	0.000	2.593	4.719	14.384	39.304	15.381	23.391	10.333	14.365	5.953	11.540	9.709	32.3506	22.781	29.5523
	0.3	17.709	0.000	7.974	0.000	2.048	10.205	6.903	46.396	12.517	18.263	7.980	9.736	1.733	6.761	9.675	25.6963	17.6599	19.8689
0	-	-	6.886	0.000	2.339	-	-	-	10.607	17.144	6.883	-	-	-	9.931	25.7185	14.9669	-	

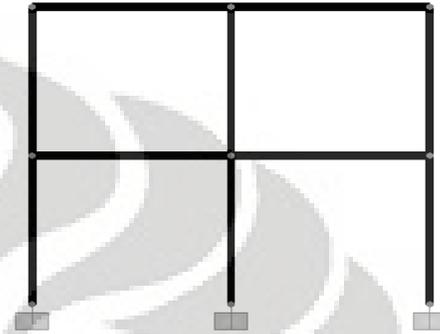
SIN T=2,0 detik

Perletakan	Tinggi	N (kN)						L (kN)						M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	3	15.488	0.000	5.513	0.000	1.821	2.134	13.083	16.488	6.643	12.453	5.511	9.976	12.555	18.629	11.159	16.871	11.912	21.198
	2.7	12.615	0.000	4.630	0.000	1.696	1.661	11.460	14.724	5.799	10.483	4.628	7.986	10.534	16.405	7.048	14.296	10.036	16.915
	2.4	9.995	0.000	3.799	0.000	1.564	1.233	11.219	14.733	4.953	8.629	3.798	6.196	8.441	14.064	6.320	11.855	8.263	13.078
	2.1	9.234	0.000	3.626	0.000	1.429	1.078	10.973	14.785	4.893	8.252	3.625	5.608	6.375	11.728	6.489	11.406	7.912	11.791
	1.8	8.753	0.000	3.611	0.000	1.293	0.872	10.877	15.054	5.106	8.268	3.610	5.142	4.498	9.532	7.101	11.554	7.907	10.759
	1.5	7.754	0.000	3.366	0.000	1.164	0.637	10.549	15.129	4.967	7.753	3.365	4.387	2.498	7.070	7.195	10.950	7.398	9.132
	1.2	7.024	0.000	3.267	0.000	1.040	0.435	10.255	15.359	5.059	7.595	3.266	3.758	0.848	4.531	7.651	10.884	7.205	7.775
	0.9	6.551	0.000	3.294	0.000	0.925	0.249	9.852	15.524	5.348	7.748	3.294	3.256	1.411	1.751	8.405	11.280	7.293	6.688
	0.6	5.784	0.000	3.226	0.000	0.817	0.246	9.561	15.682	5.513	7.720	3.230	2.555	3.545	1.221	9.006	11.469	7.173	5.207
	0.3	4.656	0.000	3.065	0.000	0.708	0.452	9.755	14.926	5.557	7.524	3.067	1.588	6.106	5.042	9.479	11.506	6.832	3.201
	0	-	-	2.675	0.000	0.613	-	-	-	-	5.303	6.975	2.675	-	0.000	0.000	9.609	11.273	5.965

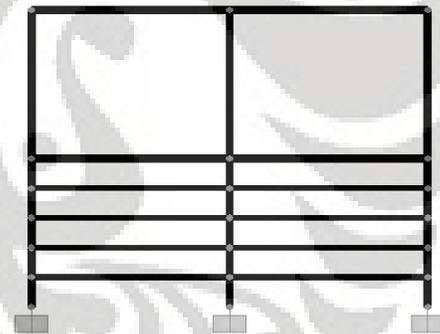
Perletakan	Tinggi	N (kN)						L (kN)						M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Sendi	3	69.748	0.000	19.153	0.000	8.545	8.948	35.216	45.594	15.206	41.437	19.146	50.596	98.911	128.064	38.431	51.457	40.379	108.757
	2.7	46.646	0.000	13.215	0.000	5.913	5.655	24.533	32.489	11.340	28.618	13.210	33.432	66.239	87.721	5.528	35.830	27.999	71.643
	2.4	30.583	0.000	8.980	0.000	4.290	3.420	19.158	26.085	8.346	19.484	8.976	21.607	45.980	62.604	5.553	24.628	19.127	46.139
	2.1	25.966	0.000	7.916	0.000	2.851	2.580	13.917	19.581	7.930	17.208	7.913	18.051	29.225	41.119	6.449	21.956	16.951	38.392
	1.8	20.763	0.000	6.600	0.000	2.056	1.704	11.059	16.211	7.121	14.388	6.598	14.164	19.906	29.180	6.766	18.547	14.211	29.986
	1.5	15.597	0.000	5.197	0.000	1.833	0.902	10.382	16.245	6.033	11.368	5.195	10.403	15.572	24.367	6.497	14.822	11.253	21.905
	1.2	11.044	0.000	3.849	0.000	1.596	0.341	10.033	17.005	4.764	8.437	3.848	7.197	12.040	20.406	5.634	11.107	8.382	15.060
	0.9	10.065	0.000	3.726	0.000	1.365	0.593	9.270	17.880	4.953	8.213	3.727	6.339	8.343	16.092	6.385	10.966	8.164	13.166
	0.6	8.753	0.000	3.495	0.000	1.152	1.832	8.024	19.776	5.000	7.776	3.497	5.258	4.814	11.866	6.970	10.577	7.705	10.822
	0.3	7.591	0.000	3.339	0.000	0.981	4.706	5.133	25.043	5.141	7.576	3.348	4.253	1.540	7.513	7.670	10.578	7.411	8.680
	0	-	-	3.348	0.000	1.216	-	-	-	-	5.092	8.292	3.349	-	-	-	7.639	12.440	7.286

LAMPIRAN B
DATA VARIASI TIPE PENGAKU (*BRACING*)

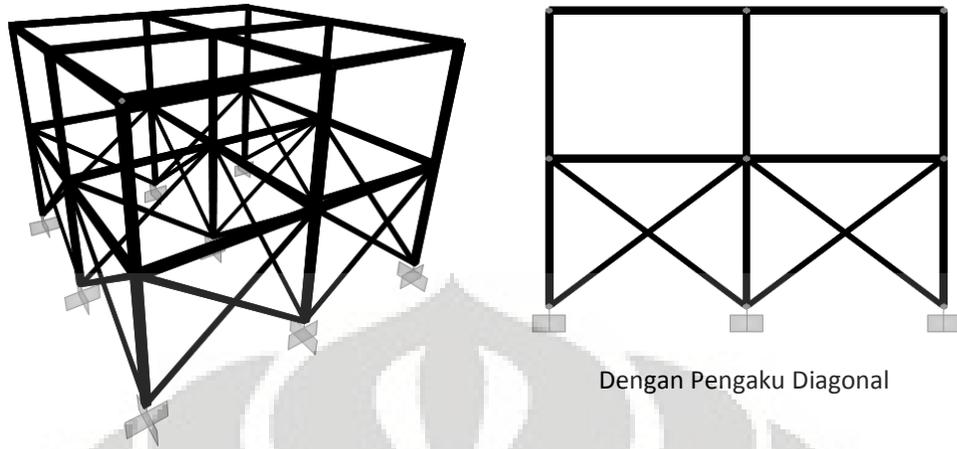
B1. MODEL SAP2000



Tampa Pengaku



Dengan Pengaku Horizontal



Dengan Pengaku Diagonal



B2. PERIODE ALAMI (detik)

PERLETAKAN JEPIT

Bracing	Mode											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Tanpa Bracing	1.089117	1.070038	0.96125	0.668739	0.569785	0.560518	0.345977	0.335459	0.278647	0.267617	0.266676	0.263472
Bracing Horizontal (sendi)	1.087249	1.068104	0.959736	0.668749	0.570341	0.561584	0.35295	0.341845	0.28488	0.273625	0.272645	0.269312
Bracing Horizontal (kaku)	0.989206	0.967736	0.873223	0.635084	0.549674	0.541527	0.332952	0.324729	0.267984	0.257818	0.257305	0.254599
Bracing Diagonal	0.683092	0.650237	0.600234	0.49439	0.455227	0.455219	0.077919	0.077843	0.060327	0.059552	0.05955	0.058858

PERLETAKAN SENDI

Bracing	Mode											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Tanpa Bracing	1.81372	1.803863	1.630788	0.799324	0.638354	0.627489	0.417058	0.396568	0.342708	0.31953	0.31923	0.311767
Bracing Horizontal (sendi)	1.821956	1.812232	1.640197	0.806938	0.644924	0.635196	0.431506	0.409268	0.357232	0.332898	0.332284	0.324354
Bracing Horizontal (kaku)	1.293784	1.27921	1.149164	0.719122	0.597987	0.58894	0.404257	0.38748	0.333222	0.312475	0.311544	0.305482
Bracing Diagonal	0.688446	0.655851	0.604888	0.497341	0.457349	0.456977	0.078561	0.078487	0.060823	0.06004	0.060039	0.059346

B3. BASE REACTION***V_b* (kN)**

Perletakan	Tipe Pengaku	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
Jepit	Tanpa Bracing	53.732	39.252	287.904	99.973
	<i>Bracing Horizontal (pinned)</i>	56.604	42.624	301.805	103.968
	<i>Bracing Horizontal (rigid)</i>	72.057	47.483	387.165	101.572
	<i>Bracing Diagonal</i>	73.962	51.211	118.395	83.336
Sendi	Tanpa Bracing	27.277	18.657	53.604	309.983
	<i>Bracing Horizontal (pinned)</i>	29.399	21.245	57.615	334.194
	<i>Bracing Horizontal (rigid)</i>	36.257	36.071	153.056	139.151
	<i>Bracing Diagonal</i>	72.222	51.061	120.06	83.491

***M_b* (kNm)**

Perletakan	Tipe Pengaku	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
Jepit	Tanpa Bracing	241.5598	212.0498	1508.5538	476.1341
	<i>Bracing Horizontal (pinned)</i>	247.6522	216.8965	1556.8693	486.8852
	<i>Bracing Horizontal (rigid)</i>	384.5705	232.2213	1980.487	475.435
	<i>Bracing Diagonal</i>	324.6152	313.6456	604.4722	395.5642
Sendi	Tanpa Bracing	131.1437	121.9169	277.8333	1483.2186
	<i>Bracing Horizontal (pinned)</i>	136.6552	130.073	289.457	1547.0403
	<i>Bracing Horizontal (rigid)</i>	179.5973	191.8178	769.8504	636.8094
	<i>Bracing Diagonal</i>	328.5738	301.2404	614.5037	396.4814

B4. LENDUTAN

Jenis Perletakan	Jenis Bracing	Lantai				Atap			
		EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
Perletakan Jepit	Tanpa Bracing	0.052524	0.039282	0.289736	0.102811	0.115869	0.07144	0.610933	0.204756
	<i>Bracing Horizontal (pinned)</i>	0.053342	0.040647	0.297402	0.104456	0.118627	0.071798	0.626208	0.206533
	<i>Bracing Horizontal (rigid)</i>	0.056484	0.028122	0.290127	0.063452	0.121198	0.080784	0.698625	0.139856
	<i>Bracing Diagonal</i>	0.001206	0.001208	0.002017	0.001249	0.074399	0.087867	0.101434	0.05115
Perletakan Sendi	Tanpa Bracing	0.089364	0.067668	0.209621	1.088813	0.126924	0.08207	0.293175	1.484857
	<i>Bracing Horizontal (pinned)</i>	0.092569	0.074277	0.214109	1.141612	0.132813	0.084378	0.300132	1.548459
	<i>Bracing Horizontal (rigid)</i>	0.066792	0.044309	0.235572	0.231787	0.104474	0.066811	0.393967	0.367455
	<i>Bracing Diagonal</i>	0.001146	0.001066	0.001881	0.00118	0.073763	0.085377	0.1035	0.051916

B5. Gaya Dalam Maksimum

EL CENTRO

Perletakan	Jenis <i>Bracing</i>	N (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	9.366	0.000	3.831	0.000	1.001	1.386
	Bracing Horizontal (sendi)	9.744	0.000	4.011	0.000	0.894	2.031
	Bracing Horizontal (kaku)	12.803	0.000	3.820	0.000	1.294	2.838
	Bracing Diagonal	12.109	0.000	4.287	0.000	1.080	2.407
Sendi	Tanpa Bracing	6.280	0.000	1.893	0.000	0.754	0.718
	Bracing Horizontal (sendi)	6.721	0.000	2.037	0.000	0.568	2.170
	Bracing Horizontal (kaku)	9.476	0.000	2.305	0.000	0.675	1.914
	Bracing Diagonal	12.042	0.000	4.211	0.000	1.126	2.025
Perletakan	Jenis <i>Bracing</i>	L (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	6.620	8.359	5.274	8.893	3.820	5.556
	Bracing Horizontal (sendi)	7.569	7.599	5.807	8.994	3.998	5.764
	Bracing Horizontal (kaku)	10.758	12.087	5.574	8.536	3.812	6.010
	Bracing Diagonal	2.742	2.092	8.252	11.610	4.659	3.196
Sendi	Tanpa Bracing	2.769	3.650	1.802	4.191	1.890	4.386
	Bracing Horizontal (sendi)	3.265	3.288	2.257	4.161	2.033	4.684
	Bracing Horizontal (kaku)	5.113	6.819	3.174	5.057	2.301	3.959
	Bracing Diagonal	1.597	1.183	7.987	11.423	4.588	3.389
Perletakan	Jenis <i>Bracing</i>	M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	12.742	14.476	7.172	12.550	8.318	11.774
	Bracing Horizontal (sendi)	13.698	13.700	8.254	12.401	8.806	11.895
	Bracing Horizontal (kaku)	15.372	15.669	8.184	11.863	8.408	12.397
	Bracing Diagonal	2.594	1.953	13.539	17.604	10.288	6.654
Sendi	Tanpa Bracing	9.074	11.655	2.208	5.420	4.016	9.416
	Bracing Horizontal (sendi)	8.642	13.942	2.625	4.997	4.433	9.697
	Bracing Horizontal (kaku)	5.139	8.303	4.513	6.765	5.056	8.170
	Bracing Diagonal	5.238	3.905	12.953	17.269	10.111	7.104

SIN T=0,5 detik

Perletakan	Jenis Bracing	N (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	5.842	0.000	2.795	0.000	0.939	1.044
	Bracing Horizontal (sendi)	6.268	0.000	3.059	0.000	0.848	2.126
	Bracing Horizontal (kaku)	8.541	0.000	3.557	0.000	0.85	2.184
	Bracing Diagonal	13.223	0.000	5.003	0.000	1.479	2.819
Sendi	Tanpa Bracing	4.932	0.000	2.074	0.000	0.744	0.797
	Bracing Horizontal (sendi)	5.767	0.000	2.546	0.000	0.632	2.135
	Bracing Horizontal (kaku)	6.724	0.000	2.793	0.000	0.743	2.092
	Bracing Diagonal	12.442	0.000	4.817	0.000	1.512	2.247
Perletakan	Jenis Bracing	L (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	5.33	6.547	4.349	6.68	2.781	3.494
	Bracing Horizontal (sendi)	6.261	6.284	4.949	7.181	3.042	3.551
	Bracing Horizontal (kaku)	5.664	6.343	5.71	8.312	3.541	3.824
	Bracing Diagonal	3.829	2.952	9.883	13.732	5.423	3.747
Sendi	Tanpa Bracing	2.453	3.029	2.892	4.883	2.063	2.854
	Bracing Horizontal (sendi)	3.253	3.27	3.883	5.836	2.532	3.215
	Bracing Horizontal (kaku)	3.852	5.008	4.457	6.498	2.778	2.872
	Bracing Diagonal	2.16	1.609	9.406	13.247	5.235	3.888
Perletakan	Jenis Bracing	M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	9.9102	11.1248	6.6034	9.7838	6.0982	7.4341
	Bracing Horizontal (sendi)	10.9621	10.9636	7.6984	10.4167	6.722	7.3473
	Bracing Horizontal (kaku)	7.9121	8.0639	8.8562	12.018	7.8291	7.8641
	Bracing Diagonal	3.6875	2.8199	16.1421	20.8257	11.9474	7.8021
Sendi	Tanpa Bracing	6.5064	8.46	3.9592	6.9773	4.4792	6.0861
	Bracing Horizontal (sendi)	6.2203	10.2099	5.7283	8.2243	5.5782	6.6296
	Bracing Horizontal (kaku)	4.6408	8.0441	6.9831	9.4261	6.146	5.9067
	Bracing Diagonal	5.9972	4.4676	15.1819	20.0336	11.5115	8.1502

SIN T=1,0 detik

Perletakan	Jenis Bracing	N (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	47.223	0.000	17.687	0.000	6.273	5.307
	Bracing Horizontal (sendi)	48.711	0.000	18.07	0.000	5.391	12.052
	Bracing Horizontal (kaku)	73.691	0.000	23.173	0.000	6.287	14.143
	Bracing Diagonal	20.821	0.000	6.748	0.000	1.504	3.52
Sendi	Tanpa Bracing	14.223	0.000	4.151	0.000	1.646	1.623
	Bracing Horizontal (sendi)	14.754	0.000	4.276	0.000	1.279	4.772
	Bracing Horizontal (kaku)	36.009	0.000	8.662	0.000	2.605	7.541
	Bracing Diagonal	20.466	0.000	6.828	0.000	1.611	3.059
Perletakan	Jenis Bracing	L (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	35.441	45.326	22.759	40.512	17.664	29.535
	Bracing Horizontal (sendi)	40.659	40.838	24.419	39.478	18.045	30.647
	Bracing Horizontal (kaku)	51.506	58.088	33.279	51.744	23.134	34.187
	Bracing Diagonal	3.926	2.978	10.989	15.605	6.325	4.383
Sendi	Tanpa Bracing	6.609	8.646	3.739	9.125	4.146	10.072
	Bracing Horizontal (sendi)	7.617	7.678	4.46	8.56	4.27	10.48
	Bracing Horizontal (kaku)	17.041	22.949	11.493	18.749	8.648	15.061
	Bracing Diagonal	2.372	1.752	10.966	15.819	6.413	4.756
Perletakan	Jenis Bracing	M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	69.2455	79.1022	28.4755	55.9079	38.2841	62.6922
	Bracing Horizontal (sendi)	75.3009	75.3101	32.1308	52.5774	39.6253	63.3127
	Bracing Horizontal (kaku)	75.588	77.0597	46.6545	70.7725	50.9513	70.4596
	Bracing Diagonal	3.6678	2.7306	18.0442	23.639	13.9787	9.1273
Sendi	Tanpa Bracing	17.5595	22.9351	2.2314	11.6476	8.7898	21.6304
	Bracing Horizontal (sendi)	16.3036	27.3862	3.8563	9.9835	9.2966	21.7025
	Bracing Horizontal (kaku)	17.3293	34.6097	14.811	24.6632	18.9986	31.0747
	Bracing Diagonal	7.1863	5.3094	17.806	23.9021	14.1449	9.9705

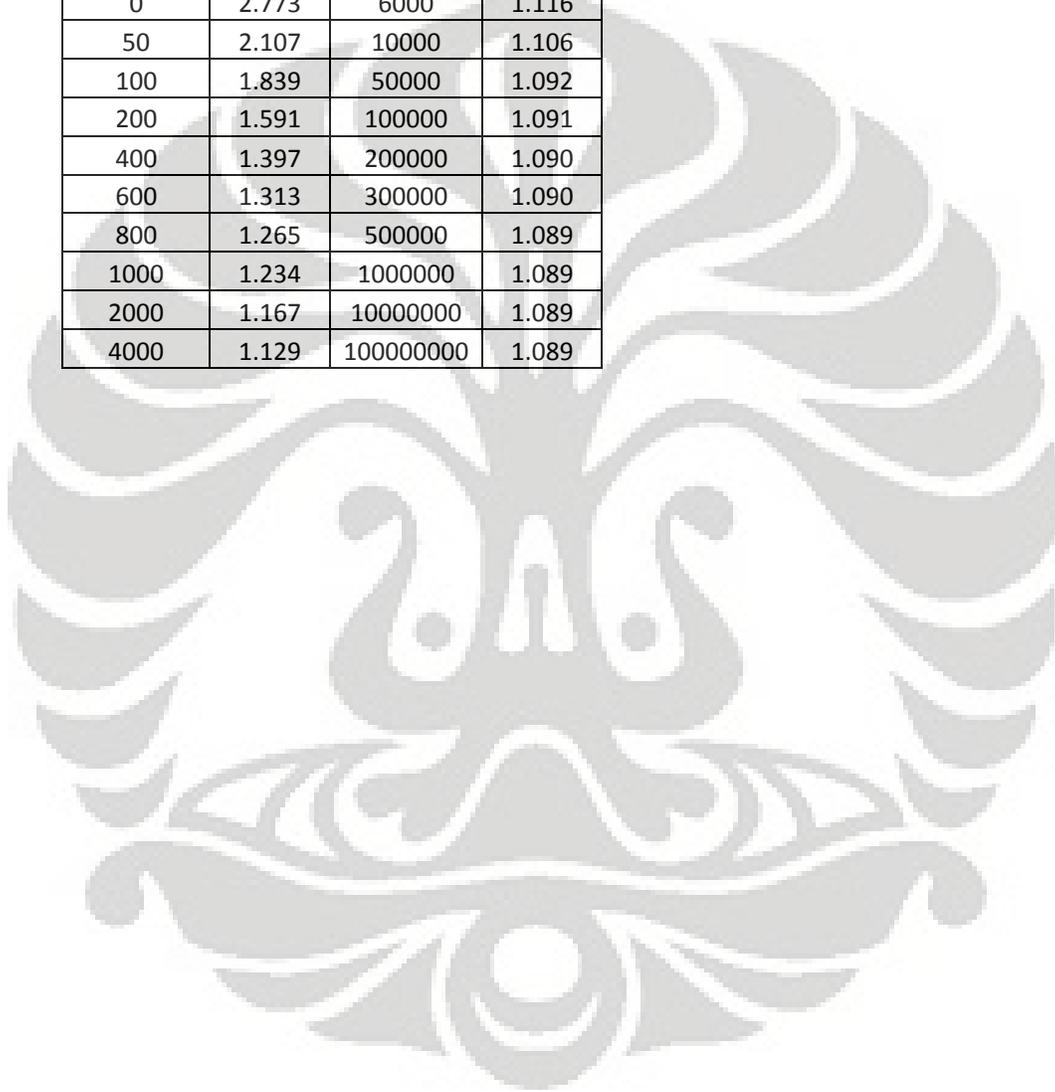
SIN T=2,0 detik

Perletakan	Jenis Bracing	N (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	15.488	0.000	5.513	0.000	1.821	2.134
	Bracing Horizontal (sendi)	15.677	0.000	5.498	0.000	1.516	3.4
	Bracing Horizontal (kaku)	14.758	0.000	4.255	0.000	1.356	3.035
	Bracing Diagonal	12.074	0.000	3.635	0.000	0.865	2.154
Sendi	Tanpa Bracing	69.748	0.000	19.153	0.000	8.545	8.948
	Bracing Horizontal (sendi)	72.906	0.000	19.514	0.000	6.486	25.329
	Bracing Horizontal (kaku)	33.231	0.000	7.249	0.000	1.941	5.86
	Bracing Diagonal	11.857	0.000	3.658	0.000	0.908	1.866
Perletakan	Jenis Bracing	L (kN)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	13.083	16.488	6.643	12.453	5.511	9.976
	Bracing Horizontal (sendi)	14.911	14.972	7.014	11.775	5.495	10.181
	Bracing Horizontal (kaku)	11.884	13.364	5.822	9.318	4.251	6.917
	Bracing Diagonal	2.227	1.678	5.467	7.813	3.189	2.218
Sendi	Tanpa Bracing	35.216	45.594	15.206	41.437	19.146	50.596
	Bracing Horizontal (sendi)	42.031	42.343	18.048	37.686	19.502	53.405
	Bracing Horizontal (kaku)	17.327	23.211	9.066	15.344	7.244	13.875
	Bracing Diagonal	1.332	0.981	5.429	7.881	3.217	2.389
Perletakan	Jenis Bracing	M (kNm)					
		Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Tiang Atas Tengah	Balok Atas	Balok Bawah
Jepit	Tanpa Bracing	25.076	28.4723	7.6719	16.8714	11.912	21.1983
	Bracing Horizontal (sendi)	27.0518	27.0551	8.6338	15.2536	12.0523	21.0452
	Bracing Horizontal (kaku)	17.0902	17.4211	7.809	12.4694	9.3536	14.2645
	Bracing Diagonal	2.0567	1.5138	8.9871	11.8305	7.0535	4.6204
Sendi	Tanpa Bracing	98.9112	128.0638	4.628	51.4574	40.3789	108.7573
	Bracing Horizontal (sendi)	94.1578	154.6608	11.1514	41.3022	42.3367	110.6573
	Bracing Horizontal (kaku)	16.3143	30.5691	10.9013	19.6194	15.8903	28.6438
	Bracing Diagonal	3.5695	2.6253	8.8256	11.9036	7.1008	5.0081

LAMPIRAN C
DATA VARIASI SISTEM SAMBUNGAN

C1. Periode Alami

k pegas (kNm/rad)	T (detik)	k pegas (kNm/rad)	T (detik)
0	2.773	6000	1.116
50	2.107	10000	1.106
100	1.839	50000	1.092
200	1.591	100000	1.091
400	1.397	200000	1.090
600	1.313	300000	1.090
800	1.265	500000	1.089
1000	1.234	1000000	1.089
2000	1.167	10000000	1.089
4000	1.129	100000000	1.089



C2. BASE REACTION**Vb (kN)**

K Spring	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
0	32.881	51.275	26.991	88.781
10	32.741	47.959	27.673	117.958
20	34.521	47.009	28.361	153.419
30	34.197	45.982	29.071	196.525
40	33.786	44.97	29.818	228.968
50	33.413	43.995	32.099	251.802
200	31.9	31.049	49.475	192.445
800	37.641	33.259	136.087	116.42
2000	47.823	36.136	198.535	105.455
10000	52.806	38.53	262.726	99.915
50000	52.806	38.53	262.726	99.915
200000	53.68	39.215	286.477	99.969
1000000	53.722	39.245	287.62	99.972
10000000	53.731	39.252	287.876	99.973

Mb (kNm)

K Spring	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
0	137.424	104.2788	125.2023	532.2335
10	139.4035	102.6457	143.5346	677.3426
20	151.5687	100.3233	159.4301	870.2182
30	148.0888	97.5862	173.4054	1086.916
40	136.2648	94.627	185.803	1244.4825
50	122.0718	91.4119	196.8958	1350.6595
200	132.4114	110.1364	305.4107	961.4153
800	163.5307	167.106	743.5893	556.2908
2000	207.5637	190.7752	1061.0298	497.416
10000	235.1763	207.3589	1381.2182	476.6397
50000	235.1763	207.3589	1381.2182	476.6397
200000	241.2226	211.8095	1501.3322	476.1708
1000000	241.4926	212.0017	1507.1163	476.1415
10000000	241.5531	212.045	1508.4102	476.1348

C3. Lendutan

Lendutan Lantai (m)

K Spring (kNm)	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
0	0.0875	0.0559	0.0873	0.3974
10	0.0932	0.0499	0.0762	0.4753
20	0.0853	0.0455	0.0714	0.5646
30	0.0846	0.0414	0.0719	0.6635
40	0.0773	0.0463	0.0901	0.7187
50	0.0684	0.0482	0.1004	0.7403
200	0.0510	0.0306	0.1246	0.3273
800	0.0480	0.0296	0.1754	0.1569
2000	0.0490	0.0365	0.2167	0.1265
10000	0.0522	0.0402	0.2675	0.1078
50000	0.0525	0.0396	0.2855	0.1038
200000	0.0525	0.0394	0.2887	0.1031
1000000	0.0525	0.0393	0.2895	0.1029
10000000	0.0525	0.0393	0.2897	0.1028

Lendutan Atap (m)

K Spring	EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
0	0.2780	0.1253	0.3044	1.2653
10	0.2679	0.1077	0.2592	1.4826
20	0.2605	0.1085	0.2470	1.6987
30	0.2379	0.1096	0.2210	1.9546
40	0.2101	0.1081	0.2570	2.0889
50	0.1850	0.1230	0.2904	2.1283
200	0.1296	0.0871	0.3369	0.8172
800	0.1067	0.0593	0.4140	0.3435
2000	0.1003	0.0701	0.4850	0.2633
10000	0.1115	0.0741	0.5734	0.2167
50000	0.1150	0.0721	0.6025	0.2072
200000	0.1157	0.0716	0.6088	0.2054
1000000	0.1158	0.0715	0.6105	0.2049
10000000	0.1159	0.0714	0.6109	0.2048

C4. Gaya Dalam Maksimum

EL CENTRO

K Spring (kNm/rad)	N (kN)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	0	0	0	0	0.042	1.413
10	0.56	0	0.315	0	0.157	1.337
20	1.076	0	0.604	0	0.252	1.263
30	1.403	0	0.769	0	0.294	1.199
40	1.577	0	0.841	0	0.301	1.142
50	1.724	0	0.931	0	0.291	1.093
200	3.488	0	1.667	0	0.499	0.939
800	5.513	0	2.284	0	0.715	1.228
2000	6.365	0	2.771	0	0.782	1.336
10000	8.733	0	3.642	0	0.924	1.376
50000	9.242	0	3.797	0	0.985	1.384
200000	9.335	0	3.823	0	0.997	1.386
1000000	9.36	0	3.829	0	1	1.386
10000000	9.365	0	3.831	0	1.001	1.386
~	9.366	0	3.831	0	1.001	1.386
K Spring (kNm/rad)	L (kN)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	3.857	3.859	2.861	2.862	0	0
10	3.894	3.956	2.743	3.035	0.315	0.252
20	3.724	3.835	2.778	3.406	0.604	0.472
30	4.016	4.185	2.64	3.422	0.768	0.649
40	3.944	4.152	2.461	3.301	0.841	0.759
50	3.707	3.935	2.436	3.371	0.93	0.819
200	3.85	4.313	2.7	4.131	1.665	1.83
800	4.879	5.961	3.169	5.227	2.281	3.251
2000	5.749	7.095	4.049	6.566	2.762	3.95
10000	6.481	8.143	5.068	8.479	3.632	5.091
50000	6.591	8.317	5.236	8.815	3.786	5.463
200000	6.613	8.349	5.264	8.874	3.812	5.533
1000000	6.619	8.357	5.272	8.889	3.818	5.551
10000000	6.62	8.359	5.274	8.892	3.82	5.555
~	6.62	8.359	5.274	8.893	3.82	5.556

K Spring (kNm/rad)	M (kNm)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	13.4879	13.4904	8.006	8.0082	0	0
10	14.7976	14.8607	7.0838	7.4132	0.6334	0.5042
20	13.5691	13.682	6.6556	7.3843	1.2212	0.9471
30	13.8902	14.0605	5.9365	6.8543	1.5613	1.3051
40	12.988	13.1962	5.3032	6.2895	1.7156	1.5287
50	11.6887	11.918	5.0283	6.1392	1.9061	1.651
200	9.5984	10.1689	4.9356	6.1814	3.5091	3.7516
800	10.4676	11.5528	5.4219	7.0173	4.8981	6.8048
2000	11.4662	12.8092	5.7839	9.3501	5.9982	8.3369
10000	12.5723	14.2293	6.9322	11.9692	7.9034	10.7692
50000	12.7121	14.4339	7.1295	12.4371	8.2428	11.5736
200000	12.7349	14.4663	7.162	12.5221	8.2996	11.724
1000000	12.7405	14.4743	7.1703	12.5442	8.3143	11.7637
10000000	12.7417	14.476	7.1722	12.5491	8.3176	11.7726
~	12.7418	14.4762	7.1724	12.5497	8.318	11.7736

SIN T=0,5 detik

K Spring (kNm/rad)	N (kN)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	1.962E-07	4.399E-08	3.633E-07	3.887E-08	0.067	2.564
10	0.28	4.529E-08	0.205	3.885E-08	0.068	2.408
20	0.559	4.653E-08	0.396	3.864E-08	0.107	2.277
30	0.809	4.772E-08	0.559	3.862E-08	0.158	2.176
40	1.017	4.872E-08	0.691	3.846E-08	0.203	2.09
50	1.253	4.958E-08	0.792	3.824E-08	0.242	2.014
200	2.837	6.374E-08	1.727	3.916E-08	0.545	1.525
800	3.722	3.509E-07	2.017	7.478E-07	0.788	1.197
2000	4.469	4.057E-07	2.285	8.015E-07	0.87	1.077
10000	5.48	4.5E-07	2.679	8.319E-07	0.924	1.056
50000	5.767	4.609E-07	2.772	8.369E-07	0.936	1.048
200000	5.823	4.631E-07	2.789	8.377E-07	0.938	1.045
1000000	5.838	4.636E-07	2.794	8.379E-07	0.938	1.044
10000000	5.842	4.638E-07	2.795	8.38E-07	0.939	1.044
~	5.842	4.638E-07	2.795	8.38E-07	0.939	1.044
K Spring (kNm/rad)	L (kN)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	7.309	7.317	4.083	4.087	0	0
10	7.025	7.068	4.032	4.224	0.205	0.087
20	6.804	6.879	3.959	4.325	0.394	0.163
30	6.593	6.7	3.864	4.379	0.557	0.249
40	6.389	6.524	3.788	4.383	0.688	0.388
50	6.202	6.362	3.799	4.344	0.789	0.518
200	4.664	4.851	3.798	5.285	1.72	1.112
800	4.198	4.616	3.427	5.027	2.007	1.731
2000	4.629	5.572	3.867	5.671	2.272	2.751
10000	5.359	6.562	4.235	6.444	2.665	3.457
50000	5.345	6.562	4.325	6.631	2.757	3.492
200000	5.334	6.551	4.343	6.667	2.775	3.494
1000000	5.331	6.548	4.348	6.677	2.78	3.494
10000000	5.33	6.547	4.349	6.679	2.781	3.494
~	5.33	6.547	4.349	6.68	2.781	3.494

K Spring (kNm/rad)	M (kNm)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	12.8376	12.8485	11.2336	11.2436	0	0
10	12.1236	12.1752	10.7569	10.9411	0.4119	0.1732
20	11.3793	11.4595	10.2276	10.5863	0.7987	0.3263
30	11.3764	11.487	9.7398	10.1951	1.1337	0.4975
40	11.2933	11.4322	9.5556	9.8868	1.4065	0.7815
50	11.1273	11.2914	9.3736	9.8157	1.6192	1.0434
200	7.3177	7.5163	7.3315	9.0239	3.6432	2.2596
800	7.1808	7.7477	6.0745	7.6207	4.3564	3.6004
2000	8.8822	9.8259	6.2431	8.5412	4.9666	5.8071
10000	10.0493	11.2502	6.5044	9.4809	5.8415	7.3439
50000	9.9571	11.1715	6.5823	9.7206	6.0455	7.4277
200000	9.9228	11.1375	6.598	9.7678	6.085	7.4333
1000000	9.9128	11.1274	6.6023	9.7806	6.0955	7.434
10000000	9.9105	11.1251	6.6033	9.7834	6.0979	7.4341
~	9.9102	11.1248	6.6034	9.7838	6.0982	7.4341

SIN T=1,0 detik

K Spring (kNm/rad)	N (kN)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	9.418E-08	1.385E-08	1.948E-07	8.813E-09	0.029	0.823
10	0.561	1.463E-08	0.326	8.881E-09	0.182	0.844
20	1.044	1.685E-08	0.604	9.392E-09	0.309	0.854
30	1.361	1.923E-08	0.779	1.085E-08	0.415	0.843
40	1.963	2.154E-08	1.051	1.322E-08	0.505	0.814
50	2.721	2.361E-08	1.453	1.604E-08	0.583	0.769
200	9.186	7.039E-08	4.475	5.939E-08	1.245	1.056
800	21.76	2.991E-07	9.229	4.551E-07	3.066	2.427
2000	31.564	4.68E-07	12.614	6.432E-07	4.413	3.436
10000	42.849	8.914E-07	16.402	1.271E-06	5.742	4.851
50000	46.185	1.026E-06	17.427	1.429E-06	6.161	5.217
200000	46.961	1.053E-06	17.618	1.459E-06	6.246	5.283
1000000	47.17	1.06E-06	17.669	1.467E-06	6.268	5.302
10000000	47.217	1.062E-06	17.685	1.469E-06	6.272	5.306
~	47.223	1.062E-06	17.687	1.469E-06	6.273	5.307
K Spring (kNm/rad)	L (kN)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	3.056	3.059	3.181	3.181	0	0
10	3.264	3.298	3.004	3.337	0.326	0.235
20	3.301	3.364	3.205	3.823	0.604	0.439
30	3.208	3.293	3.094	3.88	0.778	0.582
40	4.066	4.305	3.17	4.177	1.05	0.919
50	4.631	4.959	3.542	4.857	1.452	1.272
200	7.545	8.973	6.744	11.147	4.469	4.709
800	16.342	20.459	12.124	21.181	9.215	12.526
2000	23.295	29.592	16.314	28.8	12.594	18.946
10000	32.007	40.794	21.127	37.534	16.378	26.446
50000	34.75	44.418	22.431	39.916	17.402	28.861
200000	35.272	45.103	22.678	40.366	17.593	29.362
1000000	35.407	45.281	22.743	40.483	17.647	29.501
10000000	35.437	45.321	22.758	40.509	17.663	29.532
~	35.441	45.326	22.759	40.512	17.664	29.535

K Spring (kNm/rad)	M (kNm)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	12.9556	12.9575	9.0663	9.0685	0	0
10	10.2431	10.2867	7.9053	8.2776	0.6559	0.4707
20	9.2308	9.3136	7.892	8.5927	1.2216	0.8811
30	11.5595	11.7033	7.2193	8.1184	1.5828	1.1682
40	14.5909	14.8313	7.004	8.1666	2.1438	1.8487
50	16.274	16.6072	7.4356	8.9831	2.9736	2.563
200	22.116	23.5403	9.9798	15.7959	9.4183	9.6466
800	36.823	40.9301	15.4318	28.58	19.8106	26.1946
2000	48.587	54.8662	20.4433	39.1818	27.218	39.9361
10000	63.2166	71.9788	26.4218	51.6141	35.4905	56.0401
50000	68.0586	77.6988	28.0753	55.0378	37.7282	61.2447
200000	68.9562	78.7595	28.3697	55.6945	38.1478	62.3192
1000000	69.1881	79.0341	28.4544	55.8655	38.2566	62.6178
10000000	69.2398	79.0954	28.4734	55.9037	38.2809	62.6848
~	69.2455	79.1022	28.4755	55.9079	38.2841	62.6922

SIN T=2,0 detik

K Spring (kNm/rad)	N (kN)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	7.938E-08	1.884E-08	1.528E-07	6.194E-09	0.095	0.577
10	3.124	2.47E-08	1.753	1.256E-08	0.736	1.2
20	6.901	3.489E-08	3.788	2.236E-08	1.471	2.092
30	11.544	4.644E-08	6.24	3.142E-08	2.287	3.191
40	15.989	5.779E-08	8.541	4.605E-08	2.992	3.974
50	19.824	6.856E-08	10.48	5.988E-08	3.553	4.472
200	21.701	1.311E-07	10.099	1.487E-07	3.429	4.053
800	17.568	4.374E-07	7.044	7.002E-07	2.072	2.716
2000	16.675	5.286E-07	6.279	8.497E-07	1.848	2.42
10000	15.776	5.763E-07	5.686	9.551E-07	1.823	2.198
50000	15.547	6.004E-07	5.549	9.786E-07	1.822	2.147
200000	15.503	6.051E-07	5.522	9.832E-07	1.822	2.137
1000000	15.491	6.064E-07	5.515	9.844E-07	1.821	2.135
10000000	15.488	6.067E-07	5.513	9.847E-07	1.821	2.134
~	15.488	6.067E-07	5.513	9.847E-07	1.821	2.134
K Spring (kNm/rad)	L (kN)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	9.835	9.836	9.763	9.763	0	0
10	13.5	13.768	12.595	14.448	1.752	1.371
20	19.513	20.242	15.039	18.951	3.787	3.113
30	25.48	26.789	18.055	24.595	6.237	5.303
40	29.501	31.407	20.827	29.723	8.537	7.447
50	32.009	34.471	22.736	33.597	10.474	9.342
200	23.194	26.891	13.302	23.554	10.093	11.6
800	15.909	19.48	8.412	15.626	7.04	10.522
2000	14.508	18.058	7.49	14.006	6.275	10.396
10000	13.41	16.856	6.832	12.802	5.684	10.091
50000	13.151	16.565	6.682	12.524	5.546	10
200000	13.1	16.508	6.653	12.471	5.519	9.982
1000000	13.086	16.492	6.645	12.456	5.512	9.977
10000000	13.083	16.489	6.643	12.453	5.511	9.976
~	13.083	16.488	6.643	12.453	5.511	9.976

K Spring (kNm/rad)	M (kNm)					
	Kolom Bawah Tepi	Kolom Bawah Tengah	Kolom Atas Tepi	Kolom Atas Tengah	Balok Atap	Balok Lantai
0	56.285	56.2855	28.1544	28.1539	0	0
10	69.0992	69.3937	32.7665	34.9029	3.5251	2.7467
20	85.5823	86.313	35.8093	40.3943	7.6605	6.2447
30	103.1188	104.4294	39.4755	47.2855	12.6776	10.6561
40	113.5749	115.4822	42.6575	53.4039	17.4224	14.9876
50	118.6237	121.0848	44.1107	57.3757	21.4555	18.8308
200	61.4525	65.1425	17.3543	31.2568	21.2474	23.7915
800	34.2318	37.794	9.5266	20.2818	15.1006	22.0335
2000	29.2722	32.8128	8.4809	18.5299	13.524	21.9428
10000	25.985	29.4225	7.8452	17.248	12.279	21.4114
50000	25.2622	28.6678	7.7062	16.9493	11.9872	21.2439
200000	25.1229	28.5215	7.6806	16.8912	11.931	21.2093
1000000	25.0854	28.4822	7.6737	16.8754	11.9158	21.2005
10000000	25.0769	28.4733	7.6721	16.8718	11.9124	21.1986
~	25.076	28.4723	7.6719	16.8714	11.912	21.1983

LAMPIRAN D
DATA VARIASI PERLETAKAN DENGAN PONDASI UMPAK

D1. Gaya Geser Dasar

Perletakan	Tipe Bracing	Vb (kN)			
		EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2
Jepit	tanpa bracing	63.13	44.52	409.41	110.60
	bracing diagonal	67.73	54.91	117.29	79.13
Sendi	tanpa bracing	41.41	22.53	63.77	439.70
	bracing diagonal	68.29	54.00	118.53	79.22
Umpak	tanpa bracing	38.94	22.93	55.09	76.55
	bracing diagonal	67.38	53.33	77.87	73.19

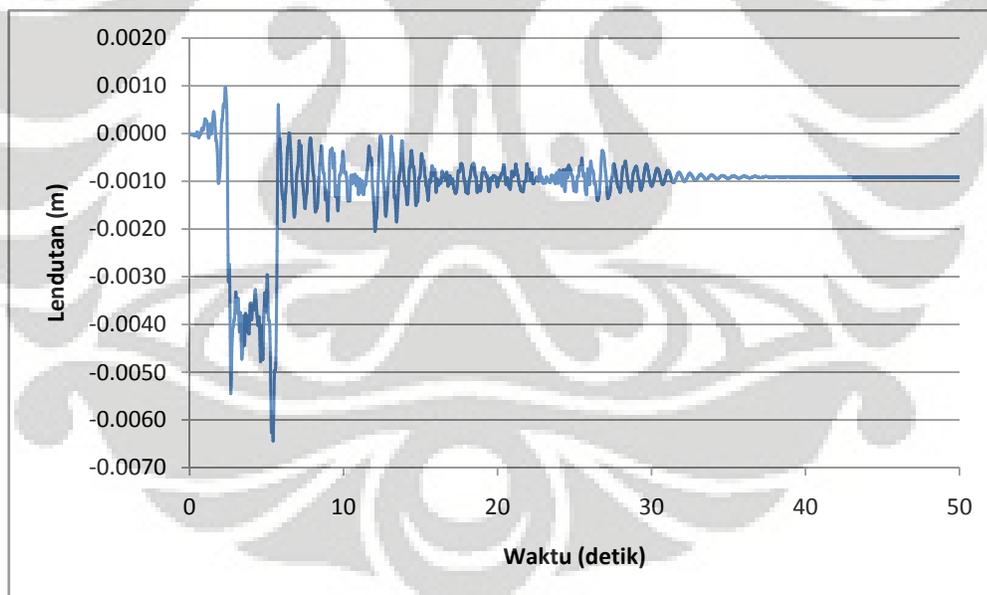
D2. Lendutan Maksimum

Perletakan	Tipe Bracing	Level	Lendutan (m)				
			EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2	
Jepit	tanpa bracing	Dasar	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
	bracing diagonal		0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
Sendi	tanpa bracing		0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
	bracing diagonal		0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	
Umpak	tanpa bracing		0.000534	0.000359	0.000926	0.379153	
	bracing diagonal		0.000975	0.001603	0.076942	0.000000	
Jepit	tanpa bracing		Lantai	0.064062	0.046374	0.406558	0.109955
	bracing diagonal			0.001286	0.001217	0.002086	0.001275
Sendi	tanpa bracing	0.13978		0.077844	0.234602	1.507479	
	bracing diagonal	0.001214		0.001056	0.001947	0.001205	
Umpak	tanpa bracing	0.131786		0.081354	0.193154	0.672666	
	bracing diagonal	0.002611		0.003149	0.078617	2.16E-19	
Jepit	tanpa bracing	Atap		0.146077	0.088077	0.854173	0.220248
	bracing diagonal			0.077822	0.092489	0.105203	0.052662
Sendi	tanpa bracing		0.19571	0.099618	0.327127	2.056818	
	bracing diagonal		0.077174	0.090175	0.107442	0.053494	
Umpak	tanpa bracing		0.186496	0.103749	0.271561	0.783541	
	bracing diagonal		0.077367	0.084663	0.119419	0.039895	

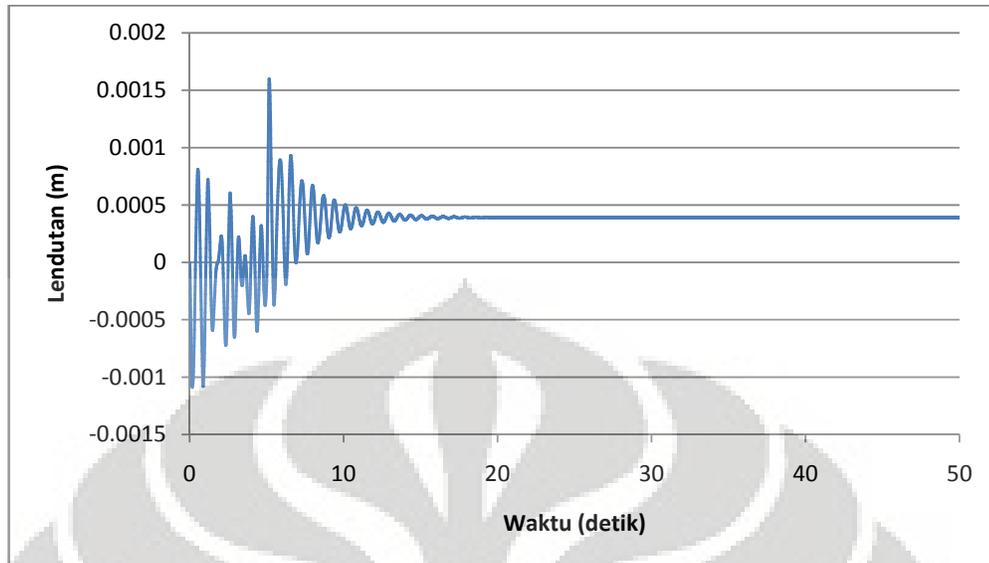
D3. Story Drift

Perletakan	Tipe Bracing	Level	Story Drift (cm)				
			EL CENTRO	SIN T=0.5	SIN T=1	SIN T=2	
Jepit	tanpa bracing	Lantai-Dasar	6.41	4.64	40.66	11.00	
	bracing diagonal		0.13	0.12	0.21	0.13	
Sendi	tanpa bracing		13.98	7.78	23.46	150.75	
	bracing diagonal		0.12	0.11	0.19	0.12	
Umpak	tanpa bracing		13.13	8.10	19.22	29.35	
	bracing diagonal		0.16	0.15	0.17	0.00	
Jepit	tanpa bracing		Atap-Lantai	8.20	4.17	44.76	11.03
	bracing diagonal			7.65	9.13	10.31	5.14
Sendi	tanpa bracing	5.59		2.18	9.25	54.93	
	bracing diagonal	7.60		8.91	10.55	5.23	
Umpak	tanpa bracing	5.47		2.24	7.84	11.09	
	bracing diagonal	7.48		8.15	4.08	3.99	

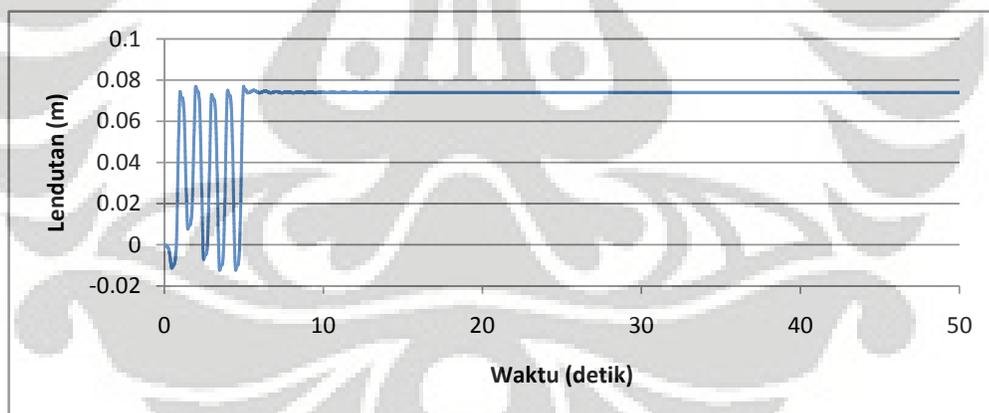
D4. Grafik Lendutan pada Umpak pada Model dengan pengaku diagonal



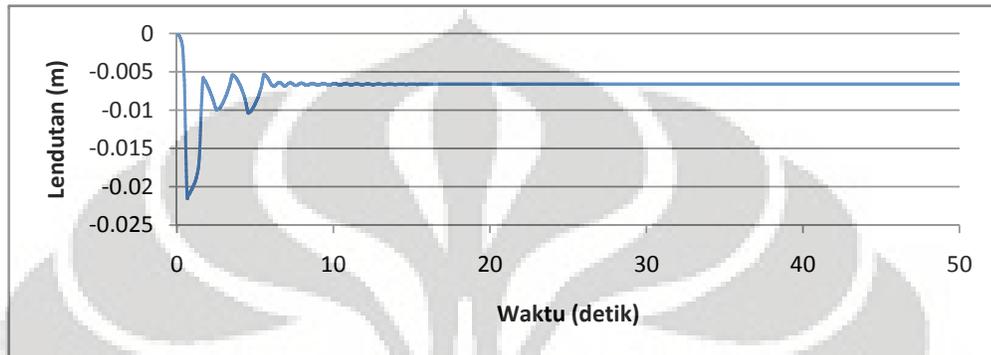
Gambar D.4.1 Lendutan pada dasar pondasi pada pusat struktur akibat El Centro



Gambar D.4.2 Lendutan pada dasar pondasi pada pusat struktur akibat gempa sinusoidal dengan periode 0,5 detik



Gambar D.4.3 Lendutan pada dasar pondasi pada pusat struktur akibat gempa sinusoidal dengan periode 1,0 detik



Gambar D.4.4 Lendutan pada dasar pondasi pada pusat struktur akibat gempa sinusoidal dengan periode 2,0 detik