



**STUDI KOMPARASI
ANTARA ANALISIS STATIS DAN DINAMIS 3D
PADA BANGUNAN GEDUNG BERATURAN
DAN TIDAK BERATURAN**

TESIS

**Disusun Dalam Rangka Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Program Magister Teknik Sipil**

Oleh :

YULITA ARNI PRIASTIWI

**PROGRAM PASCASARJANA
UNIVERSITAS DIPONEGORO
SEMARANG
2005**

**STUDI KOMPARASI
ANTARA ANALISIS STATIS DAN DINAMIS 3D
PADA BANGUNAN GEDUNG BERATURAN
DAN TIDAK BERATURAN**

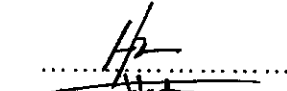
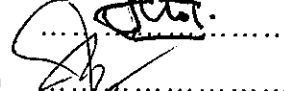

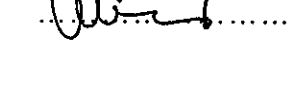
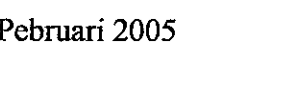
Disusun Oleh

**YULITA ARNI PRIASTIWI
NIM : L4A002080**

Dipertahankan di depan Tim Penguji pada tanggal :
21 Pebruari 2005

Tesis ini telah diterima sebagai salah satu persyaratan untuk
Memperoleh gelar Magister Teknik Sipil

Tim Penguji :

- | | | |
|------------------------------|--------------|---|
| 1. Ir. H. Himawan Indarto,MS | (Ketua) |  |
| 2. DR. Ir. Antonius, MT | (Sekretaris) |  |
| 3. DR. Ir. Nuroji | (Anggota 1) |  |
| 4. Ir. Purwanto, MT, M Eng | (Anggota 2) |  |
| 5. Ilham Nurhuda, ST, MT | (Anggota 3) |  |

LPT-PURSTAK-UNDIP
No. Surat: 3033/T/MTS/4
tl. : 23 Juni 05

Semarang, Pebruari 2005

Universitas Diponegoro
Program Pascasarjana
Magister Teknik Sipil



ABSTRAK

Dalam perencanaan struktur bangunan gedung, proses analisis struktur merupakan proses yang sangat menentukan. Dalam proses tersebut diharapkan gambaran nyata gaya-gaya yang akan dikenakan terhadap struktur yang direncanakan dapat didetail seperti kondisi sebenarnya. Analisis dinamis sebenarnya merupakan solusi yang paling tepat untuk memecahkan masalah tersebut, tetapi analisis ini sangat rumit dan membutuhkan waktu yang lama.

Di dalam tesis ini dilakukan analisis terhadap struktur bangunan gedung yang dikategorikan kedalam struktur bangunan gedung beraturan dan struktur bangunan gedung tidak beraturan (SNI 03-1726-2003) dengan dua metode analisis sekaligus yaitu metode analisis statik ekuivalen dan metode analisis dinamis spektrum respons, dengan tujuan untuk melihat seberapa efektifkah analisis statik ekuivalen dapat dimanfaatkan dalam perencanaan gedung bertingkat.

Struktur gedung yang ditinjau berada di daerah Semarang yang dikategorikan kedalam zona 3 pada Wilayah Gempa Indonesia dengan periode ulang gempa 500 tahun dengan kondisi tanah sedang, dan kemudian dianalisis dengan analisis statis ekuivalen dan metode analisis dinamis spektrum respons yang memperhitungkan semua ragam getarnya dan juga spektrum respons yang hanya memperhitungkan ragam pertamanya saja.

Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur bangunan gedung beraturan dapat dianalisis menggunakan analisis statis ekuivalen maupun analisis dinamis spektrum respons, sedangkan struktur bangunan gedung tidak beraturan harus dianalisis hanya dengan analisis dinamis termasuk analisis spektrum respons dan tidak bisa menggunakan analisis statis ekuivalen.

ABSTRACT

The process of analysis structure is a very important step in the building structure design. It is expected that the actual force work in the structure could be represented as in the real situation. Dynamic analysis is basically the most appropriate answer to solve this problem, however this analysis is complicated and time consuming.

This thesis analysis the building structures both regular shape building structure and unregular shape building structures (SNI 03-1726-2003), by using two methods simultaneously, ie static equivalent analysis method and dynamic analysis method by spectrum respons. It is aimed to know the effeticity of static equivalent analysis for multy story building design.

The Buildings structure evaluated is located in Semarang, which is included in the zone 3 of Indonesian Earthquake district. The return period of earthquake is 500 years. The soil condition is median. The analysis is carried and by using static equivalent analysis and spectrum respons dynamic analysis. All variation of vibration is evaluated and the response structure considered is the first mode only.

The result indicated that the regular shape building could be analysis by using both static equivalent analysis and dynamic analysis spectrum respons, while the unregular shape building could be analysis by using spectrum respons dynamic analysis only.

KATA PENGANTAR

Puji syukur tak henti-hentinya kami panjatkan kepada Allah Yang Maha Kuasa, karena berkat limpahan kasihNya penulis dapat menyelesaikan tesis yang diberi judul *“Studi Komparasi Antara Analisis Statis dan Dinamis 3D pada Bangunan Gedung Beraturan dan Tidak Beraturan “*.

Di dalam pembuatan Laporan Tesis ini penulis mendapat bantuan dari berbagai pihak, untuk itu penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang mendukung terselesaikannya penulisan Laporan Tesis ini :

1. Bapak Dr.Ir.Suripin, M.Eng ,selaku ketua Magister Teknik Sipil Universitas Diponegoro Semarang
2. Bapak Ir.Himawan,MS, selaku Dosen Pembimbing I
3. Bapak Dr.Ir.Antonius,MT, selaku Dosen Pembimbing II
4. Rekan-rekan Dosen Jurusan Teknik Sipil Universitas Diponegoro
5. Staf Administrasi MTS
6. dan tak lupa “pa” dan “fira” yang selalu sabar dan setia menemani.

Penulis menyadari masih banyak kekurangan pada penulisan Tesis ini, untuk itu penulis mohon maaf atas keterbatasan dan segala kekurangan yang ada. Akhir kata penulis mengharapkan kritik, saran yang membangun demi kesempurnaan Laporan Tesis ini. Semoga Laporan ini bermanfaat bagi pihak-pihak yang memerlukannya.

Semoga Allah dengan kuasa-Nya selalu memberkati kita semua, Amien.

Semarang, Pebruari 2005

Penulis

DAFTAR ISI

JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
ABSTRAK.....	iii
KATA PENGANTAR.....	iv
DAFTAR ISI.....	v
DAFTAR SIMBOL.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	viii
DAFTAR TABEL.....	xv
DAFTAR LAMPIRAN.....	xvi
I. PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang.....	I – 1
1.2 Rumusan Masalah.....	I – 3
1.3 Maksud dan Tujuan.....	I – 4
1.4 Batasan Masalah.....	I – 4
II. DASAR TEORI	
2.1 Umum.....	II – 1
2.2 Prinsip <i>Shear Building</i>	II – 1
2.3 Struktur dengan Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF).....	II – 5
2.4 Struktur dengan Derajat Kebebasan Banyak (MDOF).....	II – 6
2.4.1 Getaran Bebas Tanpa Redaman.....	II – 8
2.4.2 Hubungan Orthogonal.....	II – 9
2.4.3 Metode Analisis Ragam (Modal Analysis).....	II – 12
2.4.3.1. Getaran Bebas Tanpa Redaman.....	II – 13
2.4.3.2. Getaran Paksa Tanpa Redaman.....	II – 14
2.4.3.3. Getaran Paksa dengan Redaman.....	II – 15
2.5 Respons Spektra	II – 16
2.5.1 Respons Spektra Desain.....	II – 19

III.	ANALISIS STRUKTUR TERHADAP BEBAN GEMPA	
3.1	Getaran Tetap Yang Teratur.....	III – 1
3.2	Getaran Tetap Yang Tidak Teratur.....	III – 3
3.3	Pengaruh Gempa pada Struktur Berderajat Banyak.....	III – 4
3.4	Analisis Statik Ekuivalen.....	III – 9
3.4.1	Beban Geser Dasar Akibat Gempa.....	III – 10
IV.	STUDY KASUS DAN ANALISIS	
4.1	Model Matematis untuk analisis linier.....	IV – 1
1.	Struktur Bangunan Gedung Beraturan 6 lantai.....	IV – 1
2.	Struktur Bangunan Gedung Tidak Beraturan	
2.1	Ketidakteraturan dalam denah struktur.....	IV – 5
2.2	Ketidakteraturan dikarenakan adanya tingkatan lunak(<i>soft story</i>).....	IV – 7
2.3	Ketidakteraturan karena faktor ketinggian.....	IV – 10
4.2	Hasil Analisis	IV – 17
4.3	Pembahasan	IV – 41
4.3.1	Struktur bangunan gedung beraturan	IV – 41
4.3.2	Struktur bangunan gedung tidak beraturan.....	IV – 42
4.3.3	Pembatasan waktu getar alami fundamental.....	IV – 47
4.3.4	Pengaruh ada/tidaknya P delta pada struktur.....	IV – 49
V.	KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1	Kesimpulan.....	V – 1
5.2	Saran.....	V – 4

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR SIMBOL

c	: redaman
k	: Properti elastik (kekakuan)
m	: massa
$v(t)$: fungsi peralihan
$p(t)$: gaya luar
$f_D(t)$: gaya redaman
$f_s(t)$: gaya pegas elastik
$f_i(t)$: gaya inersia
$\dot{u}(t)$: fungsi kecepatan
$\ddot{u}(t)$: fungsi percepatan
t	: waktu
ω	: frekuensi natural
T	: periode getar
π	: konstanta
ξ	: rasio redaman
\ddot{u}_g	: percepatan tanah
A	: konstanta
B	: konstanta
S_a	: percepatan maksimum
S_v	: kecepatan maksimum
S_d	: perpindahan maksimum
M_i	: massa umum
K_i	: kekakuan umum
$\{\Phi\}$: vektor eigen

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Pola goyangan struktur bertingkat banyak	II – 2
Gambar 2.2	Bangunan dengan perilaku <i>Shear Building</i>	II – 4
Gambar 2.3a	Komponen yang bekerja dalam sistem	II – 5
Gambar 2.3b	Gaya-gaya yang bekerja	II – 5
Gambar 2.4	Pemodelan struktur dengan derajat kebebasan banyak	II – 7
Gambar 2.5	Keseimbangan gaya dinamik dengan f_s , f_D dan f_i	II – 8
Gambar 2.6	Peralihan struktur dengan metode analisis modal	II – 13
Gambar 2.7	Respon spektra periode(T)-perpindahan (S_d)	II – 17
Gambar 2.8	Respon spektra periode(T)- kecepatan maksimum(S_v)	II – 18
Gambar 2.9	Respon spektra periode(T)- percepatan maksimum(S_a)	II – 18
Gambar 2.10	Respon spektra periode(T)- percepatan –perpindahan akibat gempa EL-Centro 1940	II – 19
Gambar 2.11	Spektrum Respons Gempa Rencana	II - 23
Gambar 2.12	Wil. Gempa Indonesia dengan periode ulang 500 tahun	II - 24
Gambar 3.1	Sistem SDOF terhadap pengaruh gempa	III – 1
Gambar 3.2	Perpindahan adalah jumlah dari komponen modal	III – 4
Gambar 4.1	Denah struktur bangunan gedung 6 lt beraturan	IV – 2
Gambar 4.2	Gambar spektrum respons gempa rencana Wilayah 3	IV – 4
Gambar 4.3	Denah struktur bangunan gedung 6 lt tak beraturan	IV – 7
Gambar 4.4	Denah struktur bangunan gedung 5 lt tak beraturan	IV – 9
Gambar 4.5	Denah struktur bangunan gedung 10 lt tak beraturan	IV – 12
Gambar 4.5b	Denah struktur bangunan 8 lantai	IV – 14

DAFTAR GAMBAR

Gambar 4.5c	Denah struktur bangunan 15 lantai	IV – 16
Gambar 4.6	Grafik perbandingan deformasi pada portal 6 lantai beraturan (arah-x)	IV – 17
Gambar 4.7	Grafik perbandingan deformasi pada portal 6 lantai beraturan (arah-y)	IV – 17
Gambar 4.8	Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 6 lantai beraturan (arah-x)	IV – 18
Gambar 4.9	Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 6 lantai beraturan (arah-y)	IV – 18
Gambar 4.10	Grafik perbandingan base shear pada portal 6 lantai beraturan (arah-x)	IV – 19
Gambar 4.11	Grafik perbandingan base shear pada portal 6 lantai beraturan (arah-y)	IV – 19
Gambar 4.12	Grafik perbandingan deformasi pada portal 6 lantai tak beraturan dalam hal denah struktur (arah-x)	IV – 20
Gambar 4.13	Grafik perbandingan deformasi pada portal 6 lantai tak beraturan dalam hal denah struktur (arah-y)	IV – 20
Gambar 4.14	Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 6 lantai tak beraturan dalam hal denah struktur (arah-x)	IV – 21
Gambar 4.15	Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 6 lantai tak beraturan dalam hal denah struktur (arah-y)	IV – 21

DAFTAR GAMBAR

- Gambar 4.16 Grafik perbandingan base shear pada portal 6 lantai IV – 22 tak beraturan dalam hal denah struktur bangunan
- Gambar 4.17 (~~grafik~~)perbandingan base shear pada portal 6 lantai IV – 22 tak beraturan dalam hal denah struktur bangunan
- Gambar 4.18 (~~grafik~~)perbandingan deformasi pada portal 5 lantai IV – 23 tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-x)
- Gambar 4.19 Grafik perbandingan deformasi pada portal 5 lantai IV – 23 tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-y)
- Gambar 4.20 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 5 IV – 24 lantai tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-x)
- Gambar 4.21 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 5 IV – 24 lantai tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-y)
- Gambar 4.22 Grafik perbandingan base shear pada portal 5 lantai IV – 25 tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-x)
- Gambar 4.23 Grafik perbandingan base shear pada portal 5 lantai IV – 25 tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-y)
- Gambar 4.24 Grafik perbandingan deformasi pada portal 8 lantai,40 IV – 26 meter (arah-x)
- Gambar 4.25 Grafik perbandingan deformasi pada portal 8 lantai,40 IV – 26 meter (arah-y)
- Gambar 4.26 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 8 IV – 27 lantai, 40 meter (arah-x)

DAFTAR GAMBAR

Gambar 4.27	Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 8 lantai, 40 meter (arah-y)	IV – 27
Gambar 4.28	Grafik perbandingan base shear pada portal 8 lantai, 40 meter (arah-x)	IV – 28
Gambar 4.29	Grafik perbandingan base shear pada portal 8 lantai, 40 meter (arah-y)	IV – 28
Gambar 4.30	Grafik perbandingan deformasi pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi syarat (arah-x)	IV – 29
Gambar 4.31	Grafik perbandingan deformasi pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi syarat (arah-y)	IV – 29
Gambar 4.32	Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh P_{delta} pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi syarat (arah-x)	IV – 30
Gambar 4.33	Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh P_{delta} pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi syarat (arah-y)	IV – 30
Gambar 4.34	Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 10 lt untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-x)	IV – 31
Gambar 4.35	Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 10 lt untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-y)	IV – 31
Gambar 4.36	Grafik perbandingan gaya geser tingkat karena pengaruh P_{delta} pada portal 10 lt untuk waktu getar	IV – 32

DAFTAR GAMBAR

- yang memenuhi syarat (arah-x)
- Gambar 4.37 Grafik perbandingan gaya geser tingkat karena pengaruh Pdelta pada portal 10 lt untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-y) IV – 32
- Gambar 4.38 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar memenuhi syarat (arah-x) IV – 33
- Gambar 4.39 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar memenuhi syarat (arah-y) IV – 33
- Gambar 4.40 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek waktu getar dengan memperhitungkan Pdelta (arah-x) IV – 34
- Gambar 4.41 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek waktu getar dengan memperhitungkan Pdelta (arah-y) IV – 34
- Gambar 4.42 Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang tidak memenuhi syarat (arah-x) IV – 35
- Gambar 4.43 Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang tidak memenuhi syarat (arah-y) IV – 35

DAFTAR GAMBAR

Gambar 4.44	Grafik perbandingan gaya geser tingkat karena pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang tidak memenuhi syarat (arah-x)	IV – 36
Gambar 4.45	Grafik perbandingan gaya geser tingkat karena pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang tidak memenuhi syarat (arah-y)	IV – 36
Gambar 4.46	Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar tidak memenuhi syarat (arah-x)	IV – 37
Gambar 4.47	Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar tidak memenuhi syarat (arah-y)	IV – 37
Gambar 4.48	Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 15 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-x)	IV – 38
Gambar 4.49	Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 15 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-y)	IV – 38
Gambar 4.50	Grafik perbandingan gaya geser tingkat akibat pengaruh Pdelta pada portal 15 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-x)	IV – 39

DAFTAR GAMBAR

Gambar 4.51	Grafik perbandingan gaya geser tingkat akibat pengaruh Pdelta pada portal 15 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-y)	IV – 39
Gambar 4.52	Grafik perbandingan base shear pada portal 15 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar memenuhi syarat (arah-x)	IV – 40
Gambar 4.53	Grafik perbandingan base shear pada portal 15 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar memenuhi syarat (arah-y)	IV – 40

DAFTAR TABEL

Tabel 1	Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah gempa Indonesia.	II – 20
Tabel 2	Spektrum Respons Gempa Rencana	II – 22
Tabel 3	Koefisien yang membatasi waktu getar alami struktur bangunan gedung.	III – 13
Tabel 4	Faktor Keutamaan untuk berbagai kategori gedung atau bangunan.	III – 14
Tabel 5	Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur bangunan gedung.	III – 15
Tabel 6	Respons Spektra Wilayah 3 tanah sedang	IV – 4

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1a,b,c,d	Perbandingan Analisis Statis dan analisis dinamis pada portal 6 lt beraturan
Lampiran 2a,b,c,d	Perbandingan Analisis Statis dan analisis dinamis pada portal 6 lt tak beraturan
Lampiran 3a,b,c,d,e	Perbandingan Analisis Statis dan analisis dinamis pada portal 5 lt tak beraturan
Lampiran 4a,b,c,d	Perbandingan Analisis Statis dan analisis dinamis pada portal 8 lantai, 40 meter
Lampiran 5a,b,c,d,e,f	Perbandingan Analisis Statis dan analisis dinamis pada portal 10 lt tak beraturan, waktu getar memenuhi syarat.
Lampiran 6a,b,c,d	Perbandingan Analisis Statis dan analisis dinamis pada portal 10 lt tak beraturan, waktu getar tak memenuhi syarat.
Lampiran 7a,b,c,d,e	Perbandingan Analisis Statis dan analisis dinamis pada portal 15 lantai

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Menurut Standart Nasional Indonesia SNI 03-1726-2003 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, struktur bangunan gedung dibedakan kedalam 2 (dua) kategori, yaitu :

1. Struktur Bangunan Gedung Beraturan dan
2. Struktur Bangunan Gedung tidak Beraturan

Adapun yang dimaksud dengan struktur bangunan gedung beraturan menurut SNI 03-1726-2003 adalah struktur bangunan gedung yang memenuhi kriteria antara lain sebagai berikut :

- Tinggi struktur bangunan gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 (sepuluh) tingkat atau 40 meter.
- Denah bangunan gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25 % dari ukuran terbesar denah struktur bangunagedung dalam arah tonjolan tersebut.
- Denah struktur bangunan gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tersebut tidak lebih dari 15 % dari ukuran terbesar denah struktur bangunan gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- Sistem struktur bangunan gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak (soft story). Tingkat lunak adalah suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat diatasnya

atau kurang dari 80 % kekakuan lateral rerata tiga tingkat di atasnya. Dalam hal ini yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar tingkat.

- Sistem struktur bangunan gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150 % dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- Sistem struktur bangunan gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50 % luas seluruh lantai tingkat. Walaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20 % dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Untuk struktur bangunan beraturan, pengaruh **Gempa Rencana** dapat ditinjau sebagai pengaruh **beban gempa yang berperilaku statik**, yaitu suatu representasi dari beban gempa setelah disederhanakan dan dimodifikasi. Gaya inersia yang bekerja pada suatu massa akibat gempa disederhanakan menjadi ekuivalen beban statik dan analisisnya dapat dilakukan berdasarkan **Analisis Statik Ekuivalen**, yaitu suatu analisis dinamik yang hanya memperhatikan ragam getar mode/ragam pertama. Ragam mode pertama tersebut dapat dianggap mengikuti garis lurus (tidak lagi garis lengkung), dan respons dinamik strukturnya dapat ditampilkan seolah-olah sebagai akibat dari suatu beban gempa statik ekuivalen. Sedangkan struktur bangunan gedung yang tidak memenuhi kriteria-kriteria seperti di atas, dikategorikan sebagai struktur bangunan gedung yang tidak beraturan. Untuk struktur bangunan gedung yang tidak beraturan, pengaruh **Gempa Rencana** harus ditinjau sebagai pengaruh **pembebanan gempa yang berperilaku dinamik**, dan

analisisnya dilakukan berdasarkan **analisis respons dinamik**, yaitu suatu analisis dinamik yang memperhatikan semua ragam getar yang mungkin terjadi pada struktur bangunan. Dalam tesis ini analisis respons dinamis akan menggunakan analisis dinamis Respons Spektra, yaitu suatu cara analitis dinamik struktur dimana pada suatu model matematik dari struktur diberlakukan suatu spektrum respons gempa rencana, dan berdasarkan itu ditentukan respons struktur terhadap gempa rencana tersebut melalui superposisi dari respons masing-masing ragamnya. Analisis ini umumnya dapat dipakai untuk menentukan respons elastik dari struktur-struktur gedung dengan derajat kebebasan banyak (MDOF), dimana responsnya merupakan superposisi respons masing-masing ragam getaran bandul sederhana satu derajat kebebasan(SDOF). Pada analisis respons spektra, jumlah ragam getar yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam efektif dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90 %.

Perbedaan dalam hal desain serta asumsi yang diambil dalam metode statik ekuivalen dengan metode dinamis diatas perlu dikaji secara mendalam, terutama aplikasinya dalam struktur.

1.2 Rumusan Masalah

Pada struktur bangunan gedung yang tidak beraturan, baik pembebanan maupun analisis gempanya harus dilakukan dengan cara dinamik. Beban dinamik lebih kompleks dibandingkan dengan beban statik, baik dari bentuk fungsi bebannya maupun akibat yang ditimbulkan. Penyelesaian problem statik bersifat tunggal (*single solution*) dan lebih sederhana, sedangkan penyelesaian problem dinamik bersifat penyelesaian berulang-

ulang (*multiple solution*), sehingga membutuhkan biaya yang lebih mahal dan waktu yang lebih lama (karena berulang-ulang). Bertolak dari permasalahan ini maka akan dikaji seberapa efektifkah penggunaan metode analisis statik ekuivalen untuk analisis distribusi beban gempa pada struktur bangunan gedung bertingkat baik pada bangunan gedung yang beraturan maupun pada bangunan gedung yang tidak beraturan, seperti yang disyaratkan dalam SNI 03-1726-2003.

1.3 Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dari pembuatan tesis ini adalah untuk meninjau sampai seberapa jauh analisis beban gempa berdasarkan metode statik ekuivalen dapat digunakan aplikasinya pada struktur bangunan gedung bertingkat. Analisis akan dilakukan pada bangunan gedung beraturan dan pada bangunan gedung tidak beraturan dengan mengambil beberapa sub pasal pada SNI 2003, antara lain dari pengaruh faktor ketinggian struktur dan kekakuan elemen pendukungnya dengan meninjau waktu getarnya, deformasi serta gaya geser dasar(*base shear*)nya.

1.4 Batasan Masalah

Dalam membandingkan analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik pada bangunan gedung beraturan maupun pada gedung yang tidak beraturan, kajian dibatasi pada :

- 1) **Analisis linear Elastis,**
- 2) Analisis dinamik menggunakan metode **Analisis Ragam Spektrum Respons,**
- 3) Pada struktur bangunan yang langsing, maka pengaruh dari **P-delta** akan ditinjau,

- 4) Wilayah kegunaan dari struktur bangunan menurut pembagian wilayah gempa Indonesia dengan periode ulang 500 tahun.
- 5) Seluruh analisis, baik statis maupun dinamis menggunakan paket *software* yang sudah jadi dan banyak digunakan pada masa ini yaitu SAP 2000, MathLab, Microsoft Word, dan Microsoft Excel.

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Umum

Sistem struktur yang mengalami pembebanan dinamik memerlukan sejumlah koordinat bebas (*independent coordinates*) untuk menetapkan susunan atau posisi system yang berhubungan dengan jumlah derajat kebebasan (*degrees of freedom*). Pada umumnya struktur menerus (*continous structure*) mempunyai jumlah derajat kebebasan tak berhingga. Model matematis untuk mengidealisasikan komponen-komponen sistem dengan tepat dapat mereduksi jumlah derajat kebebasan suatu jumlah diskrit menjadi berderajat kebebasan tunggal (*Single Degrees of Freedom / SDOF*) atau berderajat kebebasan banyak (*Multi Degrees of Freedom / MDOF*).

2.2 Prinsip Shear Building

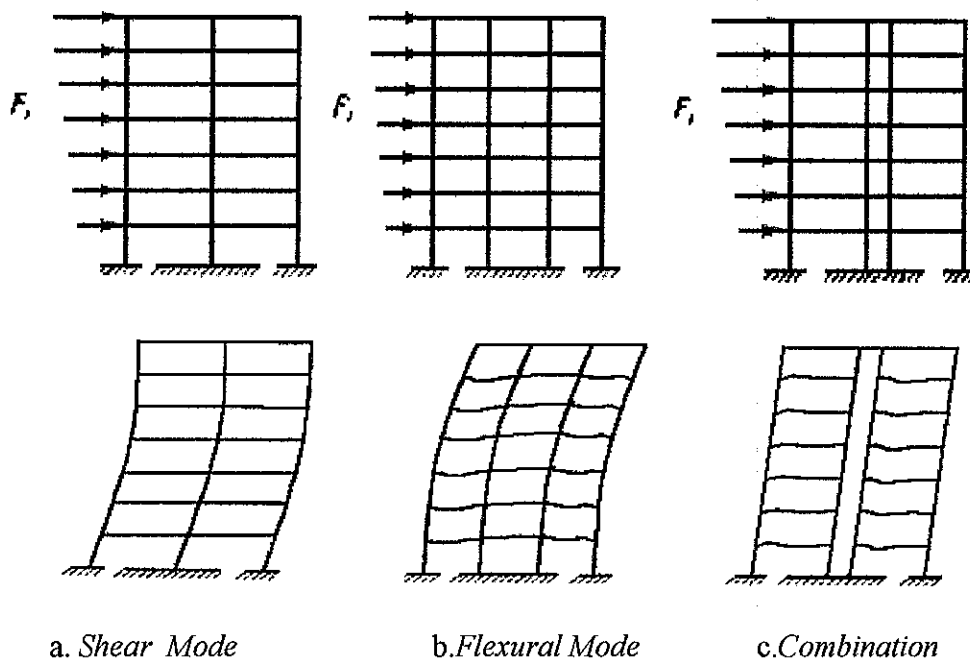
Suatu struktur bangunan bertingkat yang mengalami gaya horizontal akan mengalami goyangan. Umumnya terdapat tiga macam pola goyangan yang dapat terjadi, dimana pola tersebut dipengaruhi oleh kombinasi kelangsingan struktur, jenis struktur utama penahan beban, dan jenis bahan yang dipakai. Misalnya, struktur bangunan dengan *core cantilever concrete wall* akan berbeda polanya dengan struktur *open moment resisting concrete frame*.

Pola goyangan yang pertama adalah bangunan yang bergoyang dengan dominasi geser (*shear mode*) atau pola goyangan geser. Pola semacam ini biasanya terjadi pada bangunan bertingkat banyak dengan portal terbuka sebagai struktur utama. Struktur

bangunan relatif fleksibel, sementara plat-plat lantai relatif kaku terhadap arah horizontal, seperti terlihat dalam gambar 2.1.a.

Pola goyangan yang kedua adalah pola goyangan dengan dominasi lentur (*flexural mode*). Pola goyangan semacam ini biasanya terdapat pada bangunan yang mempunyai struktur dinding yang kaku, seperti pada *frame wall* atau *cantilever wall*, yang keduanya dijepit secara kaku di pondasinya. Struktur dinding yang kaku dengan anggapan jepit pada pondasinya akan membuat struktur dinding berperilaku seperti struktur dinding kantilever, dan akan berdeformasi menurut prinsip lentur. Pola kedua ini terlihat pada Gambar 2.1.b.

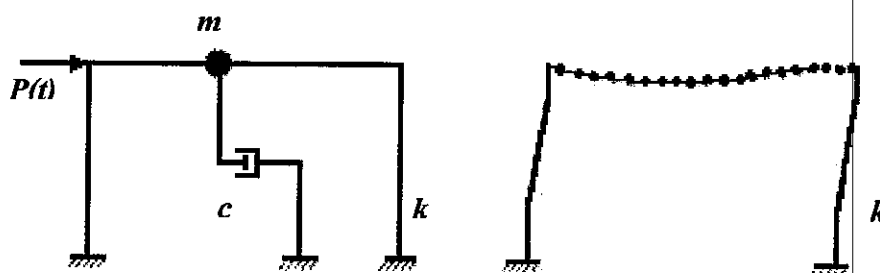
Pola goyangan yang ketiga adalah kombinasi diantara goyangan geser dan goyangan lentur. Struktur portal terbuka yang dikombinasikan dengan struktur dinding (*frame-wall structure*) yang tidak terlalu kaku akan berperilaku goyangan kombinasi ini. Pola ketiga ini terlihat pada Gambar 2.1.c dibawah ini.



Gambar 2.1. Pola goyangan struktur bertingkat banyak

Pada analisis dinamika struktur, pola goyangan yang pertama yang sering dipakai dengan menganggap bahwa hanya terdapat satu derajat kebebasan pada setiap tingkat. Penyederhanaan analisis ini didasarkan pada beberapa asumsi sbb :

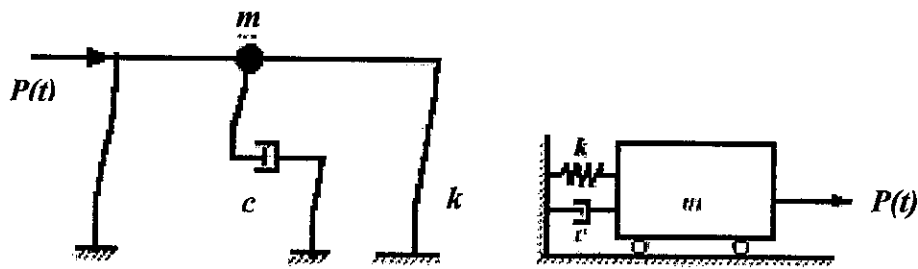
1. Massa struktur, yang meliputi massa akibat berat sendiri, beban berguna, beban hidup, dan berat kolom pada ½ tingkat dibawah dan diatas tingkat yang bersangkutan dianggap terkonsentrasi pada tiap lantai tingkat. Massa itu kemudian dianggap terkumpul dalam satu titik (*lumped mass*) pada elevasi tingkat tersebut. Hal ini dimaksudkan agar struktur yang terdiri atas derajat kebebasan tak terhingga berkurang menjadi satu derajat kebebasan saja.
2. Lantai tingkat dianggap sangat kaku dibanding dengan kolom-kolomnya karena balok-balok portal disatukan secara monolit oleh plat lantai. Hal ini berarti bahwa *beam column joint* dianggap tidak berotasi sehingga lantai tingkat tetap horisontal sebelum dan sesudah terjadi goyangan seperti terlihat pada gambar 2.2.c Implikasi dari anggapan ini adalah bahwa simpangan massa hanya ke arah horisontal saja tanpa adanya puntir (massa momen inersia dianggap tidak ada). Hal demikian tidak seperti pada struktur dengan banyak DOF (Gambar 2.2.b)



a. Struktur SDOF

b. Struktur dengan banyak DOF

Gambar - -



c. Goyangan Struktur SDOF

d. Model Matematik SDOF

Gambar 2.2 Bangunan dengan perilaku *Shear Building*

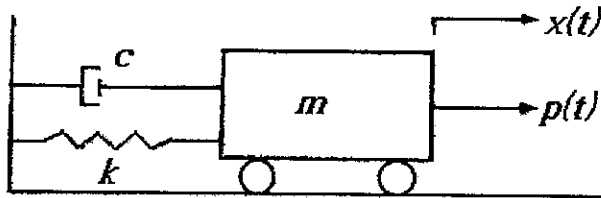
3. Simpangan massa dianggap tidak dipengaruhi oleh beban aksial kolom atau deformasi aksial kolom diabaikan. Disamping itu pengaruh P-delta terhadap momen kolom juga diabaikan

Dengan anggapan tersebut diatas, maka portal seolah-olah menjadi bangunan yang bergoyang akibat gaya lintang saja (lentur balok dianggap tidak ada) atau bangunan yang pola goyongannya didominasi oleh geser saja (*shear mode*). Bangunan dengan prinsip diataslah yang disebut *shear building*. Dengan perilaku *shear building*, maka pada setiap tingkat hanya akan mempunyai satu derajat kebebasan. Portal bangunan yang mempunyai n-tingkat berarti akan mempunyai n-derajat kebebasan.

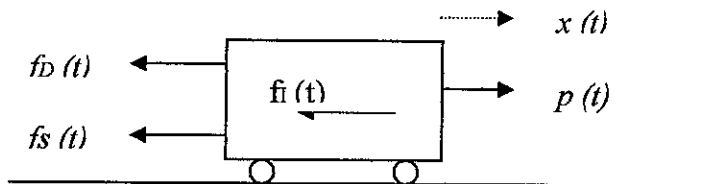
Untuk memperhitungkan gerakan memuntir, yang menimbulkan gaya geser tambahan pada unsur-unsur vertikal (kolom-kolom dan dinding geser) dari suatu tingkat, maka beban geser akibat gempa harus dikerjakan dengan suatu eksentrisitas rencana e_d terhadap pusat kekakuan dalam bidang horizontal yang terjadi akibat bekerjanya beban geser tingkat yang eksentris terhadap pusat kekakuan. Hal inilah yang biasa disebut dengan momen puntir tingkat. Eksentrisitas teoritis e_c adalah jarak antara pusat massa dan pusat kekakuan yang diukur tegak lurus pada arah pembebanan.

2.3 Struktur dengan Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF)

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal (Single Degree of Freedom/ SDOF) dapat dimodelkan sebagai berikut :



Gambar 2.3a Komponen yang bekerja dalam sistem



Gambar 2.3.b Gaya-gaya yang bekerja

Komponen yang berpengaruh penting dalam system yang mengalami beban dinamik adalah massa (m), kekakuan (k), redaman (c), dan gaya luar ($p(t)$). Dalam pemodelan diasumsikan komponen massa terkumpul pada satu titik (*lumped mass*), dan komponen kekakuan lateral tidak mempunyai massa.

Sesuai prinsip kesetimbangan, maka untuk gambar di atas diperoleh :

$$f_I(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t) \quad (2.3.1)$$

Sesuai dengan prinsip D' Alembert (Clough & Penzien, 1993), yang menyatakan bahwa dalam kondisi dimana suatu partikel mengalami pergerakan, maka pada partikel tersebut akan muncul gaya internal yang disebut gaya inersia $f_I(t)$ yang besarnya adalah sama dengan massa dikalikan dengan percepatannya dan memiliki arah yang berlawanan dengan arah gerak dari massa tersebut.

$$f_I(t) = m \ddot{v}(t) \quad (2.3.2)$$

Dengan mengasumsikan redaman yang bekerja adalah redaman *viscous* (proporsional terhadap kecepatan) maka gaya redaman $f_D(t)$ adalah hasil kali dari konstanta redaman dan kecepatan.

$$f_D(t) = c \dot{v}(t) \quad (2.3.3)$$

Gaya pegas elastik $f_S(t)$ adalah hasil kali konstanta pegas dan simpangan.

$$f_S(t) = k v(t) \quad (2.3.4)$$

Sehingga persamaan (2.3.1) dapat ditulis :

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = p(t) \quad (2.3.5)$$

Persamaan tersebut sering juga disebut persamaan umum gerak SDOF (*Single Degrees of Freedom*), dimana nilai $v(t)$ merupakan nilai simpangan yang tergantung pada waktu dan dapat didefinisikan sebagai :

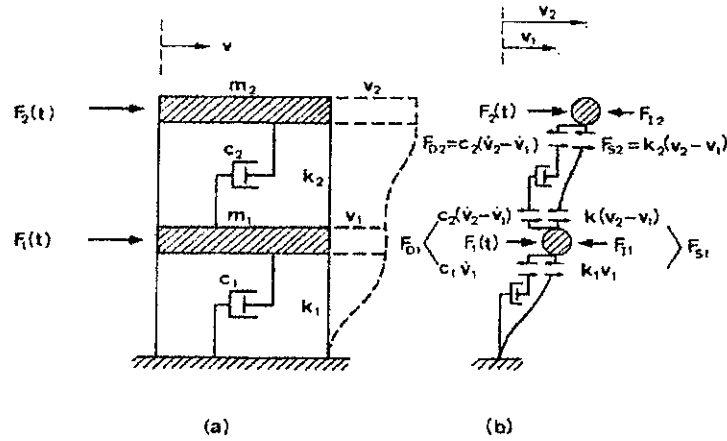
$$\dot{v}(t) = \frac{dv(t)}{dt} \quad (\text{kecepatan}) \quad (2.3.6)$$

$$\ddot{v}(t) = \frac{d^2v(t)}{dt^2} \quad (\text{percepatan}) \quad (2.3.7)$$

$$v(t) = \text{perpindahan/simpangan}$$

2.4 Struktur Dengan Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

Struktur dengan derajat kebebasan banyak (Multi Degree of Freedom/ MDOF) dapat dimodelkan dengan gambar 2.4 dibawah ini :



Gambar 2.4 Pemodelan struktur dengan derajat kebebasan banyak

Pemodelan struktur dengan derajat kebebasan seperti terlihat pada gambar 2.4 tersebut mempunyai persamaan gerak :

$$m_1\ddot{v}_1 + (c_1 + c_2)\dot{v}_1 - c_2\dot{v}_2 + (k_1 + k_2)v_1 - k_2v_2 = p_1 \quad (2.4.1)$$

$$m_2\ddot{v}_2 - c_2\dot{v}_1 + (c_2 + c_3)\dot{v}_2 - c_3\dot{v}_3 - k_2v_1 + (k_2 + k_3)v_2 - k_3v_3 = p_2 \quad (2.4.2)$$

$$m_3\ddot{v}_3 - c_3\dot{v}_2 + c_3\dot{v}_3 - k_3v_2 + k_3v_3 = p_3 \quad (2.4.3)$$

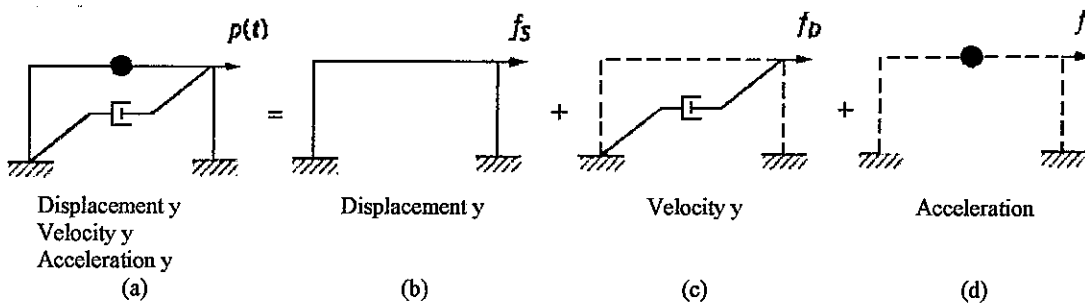
Persamaan-persamaan tersebut dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut,

$$\begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_1 \\ \ddot{v}_2 \\ \ddot{v}_3 \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} c_1+c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_1 \\ \dot{v}_2 \\ \dot{v}_3 \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \end{Bmatrix} \quad (2.4.4)$$

Persamaan (2.4.4) dapat ditulis dalam bentuk matriks yang lebih kompak,

$$[m] \{ \ddot{v} \} + [c] \{ \dot{v} \} + [k] \{ v \} = \{ p(t) \} \quad (2.4.5)$$

dimana [m], [c], dan [k] berturut-turut adalah matriks massa , matriks redaman , dan matriks kekakuan. Sedangkan { \ddot{v} }, { \dot{v} }, { v } dan { p(t) } masing-masing adalah vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan, dan vektor beban. Secara visual Choppra (1995) menyajikan keseimbangan antara gaya dinamik, gaya pegas, gaya redam, dan gaya inersia seperti terlihat pada gambar 2.5



Gambar 2.5 Keseimbangan gaya dinamik dengan f_s , f_D , dan f_I

2.4.1 Getaran Bebas Tanpa Redaman

Untuk system dinamik bebas tanpa redaman, maka persamaan (2.4.5) menjadi :

$$[m] \{ \ddot{v} \} + [k] \{ v \} = \{ 0 \} \quad (2.4.6)$$

Salah satu solusi yang memenuhi syarat untuk persamaan (2.4.6) adalah :

$$\{ v \} = \{ A \} \sin \omega t$$

$$\{ \dot{v} \} = \omega \{ A \} \cos \omega t$$

$$\{ \ddot{v} \} = - \omega^2 \{ A \} \sin \omega t \text{ atau}$$

$$\{ \ddot{v} \} = - \omega^2 \{ v \} \quad (2.4.7)$$

Substitusi persamaan (2.4.7) ke dalam persamaan (2.4.6) menghasilkan :

$$- \omega^2 [m] \{ v \} + [k] \{ v \} = 0 \quad (2.4.8)$$

$$[[k] - \omega^2 [m]] \{ v \} = 0 \quad (2.4.9)$$

Nilai $v_I \neq 0$, maka persamaan (2.4.9) mempunyai solusi (*non-trivial*) bila

$$\text{Persam } | [k] - \omega^2 [m] | = 0 \quad (2.4.10)$$

dimana jumlah " n " adalah jumlah derajat kebebasan.

Dengan mensubstitusikan ω^2 ke dalam persamaan (2.4.9)

$$[[k] - \omega^2 [m]] \{A\} \sin \omega t = 0$$

Maka besar $\{A\}$ tidak dapat diselesaikan, tetapi bentuk vektor arah $\{A\}$ dapat ditentukan

$$\{A^{(i)}\} = \{\Phi^{(i)}\} Y^{(i)} \quad (2.4.11)$$

$\{\Phi^{(i)}\}$ disebut sebagai vektor eigen atau ragam getar dan $Y^{(i)}$ adalah amplitudo.

.Vektor-vektor eigen menggambarkan pola-pola deformasi dari struktur untuk setiap frekuensi getar.

2.4.2 Hubungan Ortogonal

Suatu sistem dengan " n " derajat kebebasan akan menghasilkan " n " frekuensi (ω) yang akan berhubungan dengan " n " vektor eigen. Bila vektor eigen transpose suatu ragam dikalikan dengan suatu matrik massa atau kekakuan kemudian dikalikan lagi dengan vektor eigen ragam lainnya maka akan meghasilkan nilai 0.

$$[m] \{\ddot{v}\} + [k] \{v\} = 0 \quad (2.4.6)$$

$$\omega_n^2 [m] \{v^{(n)}\} = [k] \{v^{(n)}\} = \{0\} \text{ atau} \quad (2.4.12)$$

$$\omega_n^2 [m] \{\Phi^{(n)}\} Y_n = [k] \{\Phi^{(n)}\} Y_n = \{0\} \quad (2.4.13)$$

Gaya inersia :

$$\{F_I\} = [m] \{\ddot{v}\} = \omega_n^2 [m] \{v^{(n)}\} \quad (2.4.14)$$

Hukum Betti

Suatu sifat penting dalam analisis dinamika struktur menyatakan bahwa kerja yang dilakukan oleh satu susunan beban terhadap lendutan yang disebabkan oleh susunan beban kedua sama dengan kerja susunan beban kedua yang bekerja terhadap lendutan yang disebabkan oleh yang pertama.

$$[F_{I1}^{(n)} \quad F_{I2}] \begin{Bmatrix} v_1^{(m)} \\ v_2 \end{Bmatrix} = [F_{I1}^{(m)} \quad F_{I2}] \begin{Bmatrix} v_1^{(n)} \\ v_2 \end{Bmatrix} \quad (2.4.15)$$

$$[F_I^{(n)}]^T \{ v^{(m)} \} = [F_I^{(m)}]^T \{ v^{(n)} \} \quad (2.4.16)$$

$$\{ F_I^{(n)} \} = \omega_n^2 [m] \{ v^{(n)} \} \quad (2.4.17)$$

$$\{ v^{(m)} \}^T \omega_n^2 [m] \{ v^{(n)} \} = \{ v^{(n)} \}^T \omega_m^2 [m] \{ v^{(m)} \} \quad (2.4.18)$$

$$(\omega_n^2 - \omega_m^2) \{ v^{(m)} \}^T [m] \{ v^{(n)} \} = 0 \quad (2.4.19)$$

sehingga

$$\{ v^{(m)} \}^T [m] \{ v^{(n)} \} = 0 \quad (2.4.20)$$

$$\{ \Phi^{(m)} \}^T [m] \{ \Phi^{(n)} \} = 0 \quad (2.4.21)$$

dimana $m \neq n$ adalah sifat ortogonalitas vektor eigen terhadap massa.

$$[k] \{ v^{(n)} \} = \omega_n^2 [m] \{ v^{(n)} \} \quad (2.4.22)$$

$$\{ v^{(m)} \}^T [k] \{ v^{(n)} \} = \omega_n^2 \{ v^{(m)} \}^T [m] \{ v^{(n)} \} \quad (2.4.23)$$

sehingga

$$\{ v^{(m)} \}^T [k] \{ v^{(n)} \} = 0 \quad (2.4.24)$$

$$\{ \Phi^{(m)} \}^T [k] \{ \Phi^{(n)} \} = 0 \quad (2.4.25)$$

dimana $m \neq n$ adalah sifat ortogonalitas vektor eigen terhadap kekakuan.

Jika matrik massa [m] dan matrik kekakuan [k] dikalikan dengan ragam-ragamnya, maka akan didapat matrik-matrik baru yang orthogonal, dengan suatu konstanta skalar yang tidak sama dengan nol.

$$\{ \Phi^{(m)} \}^T [m] \{ \Phi^{(n)} \} = M_i \quad (2.4.26)$$

$$\{ \Phi^{(m)} \}^T [k] \{ \Phi^{(n)} \} = K_i \quad (2.4.27)$$

dari persamaan (2.4.26) dan persamaan (2.4.27) didapat hubungan :

$$\omega_i^2 M_i = K_i \quad (2.4.28)$$

$$\omega_i = \sqrt{\frac{K_i}{M_i}} \quad (2.4.29)$$

dengan : $i = 1,2,3,\dots,n$

ω_i adalah frekuensi getar untuk ragam ke i dari suatu system dinamik dengan derajat kebebasan banyak. M_i dan K_i disebut sebagai massa umum dan kekakuan umum.

Nilai dari ragam getar $\{ \Phi^{(m)} \}$ adalah nilai relatif, elemen-elemen dari ragam getar menunjukkan perbandingan satu dengan yang lainnya. Untuk mendapatkan besarnya nilai ragam getar yang umum, ragam getar yang didapat dari hasil perhitungan problem eigen harus dinormalisasi.

Ada beberapa cara normalisasi ragam getar yang biasa digunakan antara lain :

- Mode getaran dari setiap modenya dinormalisasi dengan membuat massa umum M_i menjadi satu.

$$\{ \Phi^{(m)} \}^T [m] \{ \Phi^{(n)} \} = 1 \quad (2.4.30)$$

- Komponen teratas atau terbawah dari setiap ragam getar dibuat sama dengan satu satuan, elemen-elemen lainnya adalah merupakan perbandingan terhadap komponen teratas atau terbawah tersebut.
- Komponen tertentu dari setiap ragam getar dibuat sama dengan satu satuan, elemen-elemen lainnya adalah merupakan perbandingan terhadap elemen tertentu tersebut.

Pemilihan normalisasi sangat tergantung kepada kebutuhan dalam analisis dinamik yang digunakan.

Normalisasi terhadap massa :

$$\Phi_j^{(i)} = \frac{v_j^{(i)}}{\sqrt{\mathbf{v}^{(i)T} M \mathbf{v}^{(i)}}} \quad (2.4.31)$$

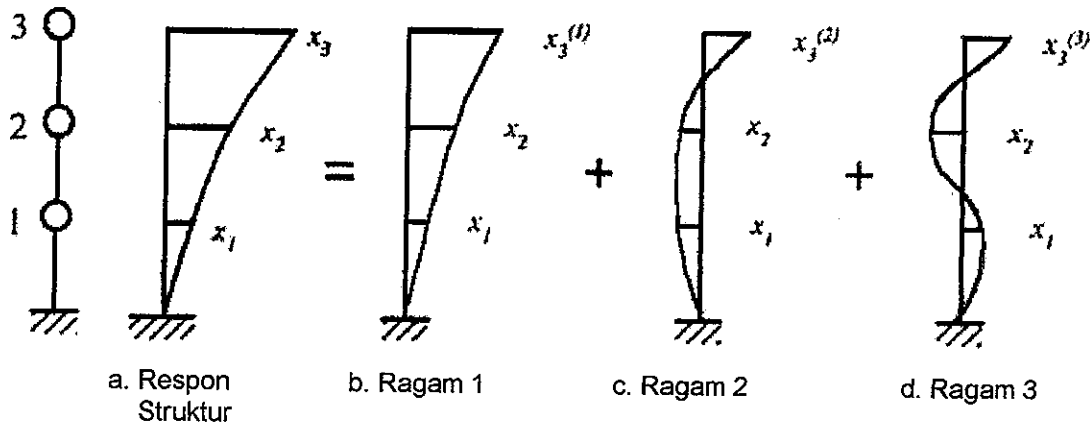
dimana sistem yang memiliki matriks massa diagonal persamaan (2.4.26) dapat dituliskan sebagai :

$$\Phi_j^{(i)} = \frac{v_j^{(i)}}{\sqrt{\sum_{k=1}^i m_k v_j^{(i)}}} \quad (2.4.32)$$

dimana $\{\Phi_j^{(i)}\}$ adalah normalisasi komponen j dari vector ragam i .

2.4.3 Metode Analisis Ragam (Modal Analysis)

Metode analisis modal mendefinisikan bahwa simpangan struktur yang terjadi adalah merupakan penjumlahan dari simpangan untuk masing-masing ragam getarnya. Hal tersebut digambarkan dalam gambar (2.6) berikut ini :



Gambar 2.6 Peralihan struktur dengan metode analisis modal untuk system tiga derajat kebebasan.

2.4.3.1 Getaran Bebas tanpa Redaman

Dengan mengetahui ragam getar struktur Φ dan adanya hubungan orthogonal, solusi dari persamaan (2.4.6) adalah :

$$\{ v \} = \{ \Phi^{(1)} \} Y_1 + \{ \Phi^{(2)} \} Y_2 + \dots + \{ \Phi^{(n)} \} Y_n \tag{2.4.32}$$

dalam bentuk matriks :

$$\begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_1^{(1)} & \phi_1^{(2)} & \phi_1^{(3)} \\ \phi_2 & \phi_2 & \phi_2 \\ \phi_3 & \phi_3 & \phi_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ Y_3 \end{Bmatrix} \text{ atau} \tag{2.4.33}$$

$$\{ v \} = [\Phi] \{ Y \}$$

Bila kondisi $\{ v \}$ diketahui, misalnya kondisi awal ($t = 0$) maka $\{ Y(t=0) \}$ akan dapat diketahui :

$$\{ v \} = [\phi] \{ Y \} \tag{2.4.34}$$

$$\{ \phi^{(n)} \}^T [m] \{ v \} = \{ \phi^{(n)} \}^T [m] [\Phi] \{ Y \} \tag{2.4.35}$$

$$\{ \Phi^{(n)} \}^T [m] [\Phi] \{ y \} = \{ \Phi^{(1)} \}^T [m] \{ \Phi^{(1)} \} y_1 + \dots + \{ \Phi^{(n)} \}^T [m] \{ \Phi^{(n)} \} y_n \tag{2.4.36}$$

Dengan sifat orthogonal :

$$\{ \phi^{(n)} \}^T [m][\Phi] \{ Y \} = \{ \phi^{(n)} \}^T [m] \{ \phi^{(n)} \} Y_n \quad (2.4.37)$$

$$\{ \phi^{(n)} \}^T [m] \{ v \} = \{ \phi^{(n)} \}^T [m] \{ \phi^{(n)} \} Y_n \quad (2.4.38)$$

$$Y_n = \frac{\{ \phi^{(n)} \}^T [m] \{ v \}}{\{ \phi^{(n)} \}^T [m] \{ \phi^{(n)} \}} \quad (2.4.39)$$

2.4.3.2 Getaran paksa tanpa redaman

Untuk sistem dinamik dengan getaran paksa tanpa redaman, maka persamaan (2.4.5) akan menjadi :

$$[m] \{ \ddot{v} \} + [k] \{ v \} = \{ p(t) \} \quad (2.4.40)$$

Persamaan ini biasa disebut *uncoupled* dan tidak dapat diselesaikan kecuali dengan pendekatan metode analisis modal.

$$\{ v \} = [\Phi] \{ Y \} \quad (2.4.41)$$

Substitusikan persamaan (2.4.41) ke dalam persamaan (2.4.40)

$$[m][\Phi] \{ Y \} + [k][\Phi] \{ Y \} = \{ p(t) \} \quad (2.4.42)$$

$$\{ \phi^{(n)} \}^T [m] \{ \phi^{(n)} \} Y_n + \{ \phi^{(n)} \}^T [k] \{ \phi^{(n)} \} Y_n = \{ \phi^{(n)} \}^T \{ p(t) \} \quad (2.4.43)$$

Definisikan

$$M_n = \{ \phi^{(n)} \}^T [m] \{ \phi^{(n)} \} \quad (2.4.44)$$

$$K_n = \{ \phi^{(n)} \}^T [k] \{ \phi^{(n)} \} \quad (2.4.45)$$

$$P_n = \{ \phi^{(n)} \}^T \{ p(t) \} \quad (2.4.46)$$

sehingga persamaan (2.4.42) menjadi :

$$M_n y_n + K_n y_n = P_n(t) \quad (2.4.47)$$

dengan

$$K_n = \omega_n^2 M_n \quad (2.4.48)$$

selesaikan y_n untuk mode ke $-n$ sehingga untuk mode yang lain dapat dicari dengan cara yang sama, dan didapatkan solusi akhirnya sebagai :

$$\{v\} = \{\phi^{(1)}\}y_1 + \{\phi^{(2)}\}y_2 + \dots + \{\phi^{(n)}\}y_n \quad (2.4.32)$$

2.4.3.3 Getaran Paksa dengan Redaman

Persamaan untuk getaran paksa dengan redaman adalah :

$$[m] \{\ddot{v}\} + [c] \{\dot{v}\} + [k] \{v\} = \{p(t)\} \quad (2.4.49)$$

Persamaan (2.4.49) disebut *coupled* dan tidak dapat diselesaikan kecuali dengan pendekatan metode analisis modal yang merubah persamaan *coupled* menjadi persamaan *uncoupled* untuk struktur dengan derajat kebebasan tunggal pada mode n .

$$M_n \ddot{Y}_n + C_n \dot{Y}_n + K_n Y_n = P_n(t) \quad (2.4.50)$$

Dimana

$$M_n = \{\phi^{(n)}\}^T [m] \{\phi^{(n)}\} \quad (2.4.44)$$

$$C_n = \{\phi^{(n)}\}^T [c] \{\phi^{(n)}\} = 2\xi_n \omega_n M_n \quad (2.4.51)$$

$$K_n = \{\phi^{(n)}\}^T [k] \{\phi^{(n)}\} \quad (2.4.45)$$

$$P_n = \{\phi^{(n)}\}^T \{p(t)\} \quad (2.4.46)$$

M_n, K_n, C_n disebut persamaan massa, konstanta pegas dan koefisien redaman untuk n mode ragam getar. Atau persamaan tersebut bisa ditulis :

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = P_n(t) \quad (2.4.47)$$

$$\text{dengan : } \omega_n^2 = \frac{K_n}{M_n} \quad \xi_n = \frac{C_n}{2 M_n \omega_n}$$

2.5 Respons Spektra

Bila sebuah sistem dengan derajat kebebasan tunggal yang mempunyai kekakuan (k), redaman (c), dan massa (m) tertentu diberi suatu beban dinamik tertentu ($p(t)$), maka sistem tersebut akan memberikan respons berupa perpindahan, kecepatan, dan juga percepatan. Sistem dengan kekakuan dan massa tertentu akan mempunyai periode (T) getar alami yang tertentu pula. Respons yang timbul akibat beban dinamik tertentu akan sangat bergantung dari periode getar alami dan rasio redaman.

Bila nilai-nilai maksimum respons struktur untuk tiap-tiap periode tertentu digambarkan dalam bentuk grafik maka gambar ini disebut respons spektra. Sebagai contoh, disini ditampilkan respons spektra dari gempa El Centro yang terjadi tahun 1940 di California Amerika Serikat. Respons spektra gempa El Centro dapat digambarkan dalam hubungan periode getar (T) dengan perpindahan (*spectrum displacement, S_d*) seperti terlihat pada Gambar 2.7, hubungan periode getar (T) dengan kecepatan maksimum (*spectrum velocity, S_v*) seperti terlihat pada Gambar 2.8, hubungan periode getar (T) dengan percepatan maksimum (*spectrum acceleration, S_a*) seperti terlihat pada Gambar 2.9, hubungan antara periode getar (T) dengan percepatan maksimum (S_a), kecepatan maksimum (S_v), dan perpindahan (S_d), seperti terlihat dalam Gambar 2.10, serta grafik hubungan periode getar (T) dengan percepatan maksimum (S_a) dan perpindahan (S_d) seperti terlihat pada Gambar 2.11.

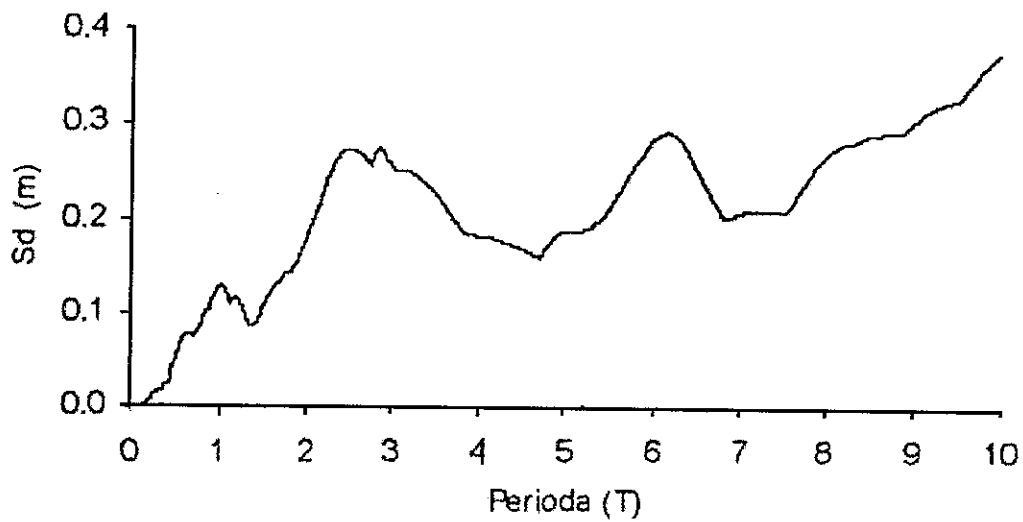
Dalam pembuatan respons spektra pada umumnya nilai S_v dan S_a adalah fungsi dari S_d dan frekuensi (ω).

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \tag{2.5.1}$$

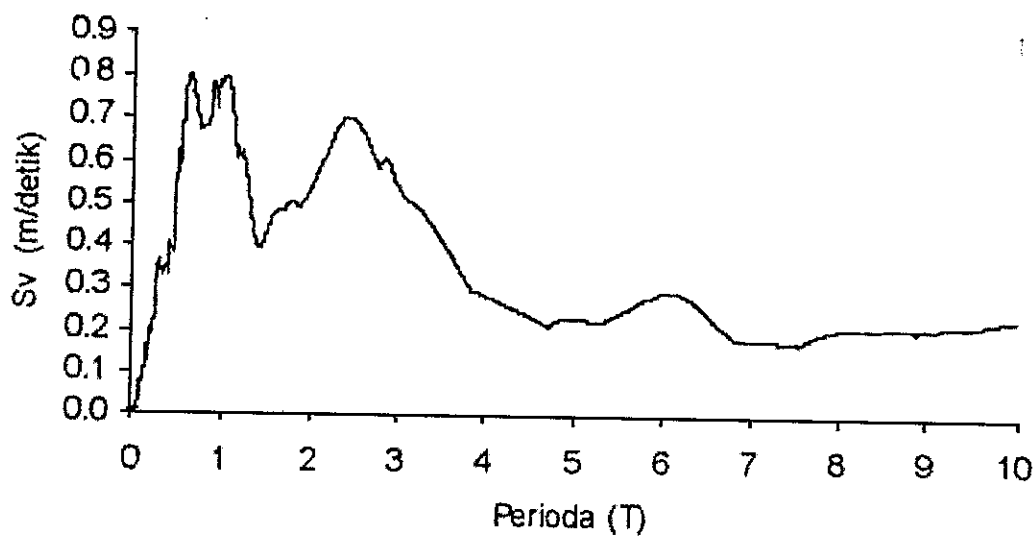
$$Sv = \omega Sd \tag{2.5.2}$$

$$Sa = \omega^2 Sd \tag{2.5.3}$$

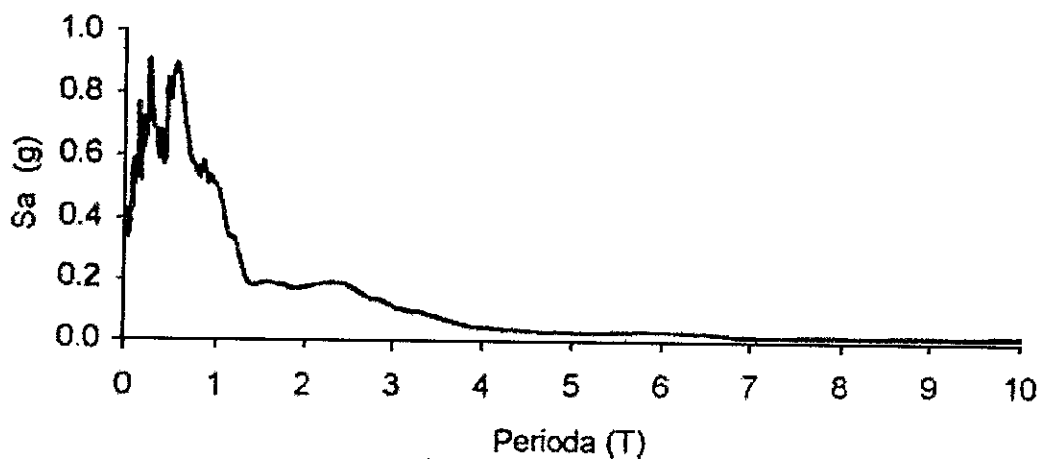
$$Sd = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa \tag{2.5.4}$$



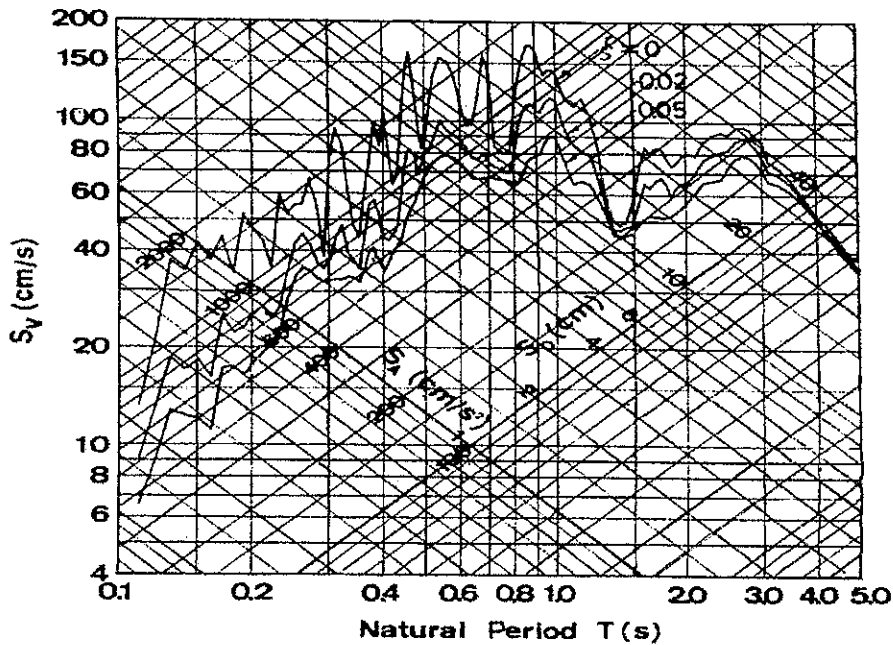
Gambar 2.7 Respons spektra periode(T)-perpindahan (Sd) akibat gempa EL-Centro 1940



Gambar 2.8 Respons spektra periode(T)-kecepatan maksimum (S_v) akibat gempa EL-Centro 1940



Gambar 2.9 Respons spektra periode(T)-percepatan maksimum (S_a) akibat gempa EL-Centro 1940



Gambar 2.10 Respons spektra periode(*T*)-kecepatan- percepatan-perpindahan akibat gempa EL-Centro 1940

2.5.1 Respons spektra desain

Respons spektra desain adalah respons spektra yang telah disederhanakan dengan pendekatan statistik sehingga kurva respons spektra dapat diwakili oleh garis tertentu.

Respons spektra desain yang paling umum dipakai adalah desain *acceleration spectrum respons*. Alasan mengapa spektrum yang paling sering dipakai adalah akselerasi(percepatan) respons spektrum , karena desain bangunan tahan gempa yang dianut adalah berdasar pada *strength based design*.

Gaya geser dasar ini yang dijabarkan dari rumus :

$$V_b = m.a = \frac{W}{g} Sa = \frac{Sa}{g} W = C W \quad (2.5.5)$$

Dengan g adalah percepatan gravitasi, S_a adalah percepatan gempa maksimum, gaya geser dasar (V_b), $C = S_a/g$ yang umumnya disebut koefisien gempa dasar (*basic seismic coefficient*), serta berat struktur (W).

Persamaan itu menyatakan bahwa gaya geser dasar adalah fungsi dari koefisien gempa dasar (C) yang mana koefisien ini adalah normalisasi dari percepatan gravitasi.

Pada Peraturan Tahan Gempa SNI 03 – 1726 – 2003 Indonesia, dicantumkan diagram respons spektra desain sebagai berikut : (lihat Gambar 2.11). Dalam gambar tersebut terlihat bahwa Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 Wilayah Gempa, dimana Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan Wilayah Gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian Wilayah Gempa ini didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh Gempa Rencana dengan periode ulang 500 tahun, yang nilai reratanya untuk setiap Wilayah Gempa ditetapkan dalam gambar 2.11 dan tabel 1. Selanjutnya yang dimaksud wilayah gempa ringan adalah Wilayah 1 dan 2, wilayah gempa sedang adalah Wilayah 3 dan 4, dan wilayah gempa berat adalah Wilayah 5 dan 6.

Tabel 1 Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah untuk masing-masing Wilayah Gempa Indonesia.

Wilayah Gempa	Percepatan puncak batuan dasar ('g')	Percepatan puncak muka tanah A_0 ('g')			
		Tanah Keras	Tanah Sedang	Tanah Lunak	Tanah Khusus
1	0,03	0,03	0,04	0,08	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi
2	0,10	0,12	0,15	0,23	
3	0,15	0,18	0,22	0,30	
4	0,20	0,24	0,28	0,34	
5	0,25	0,29	0,33	0,36	
6	0,30	0,33	0,36	0,36	

Percepatan puncak batuan dasar dan percepatan puncak muka tanah A_0 untuk Wilayah Gempa 1 yang ditetapkan dalam tabel 1 dan gambar 2.11 ditetapkan juga sebagai percepatan minimum yang harus diperhitungkan dalam perencanaan struktur bangunan gedung untuk menjamin kekekaran minimum dari struktur bangunan gedung tersebut.

Untuk menentukan pengaruh Gempa Rencana pada struktur bangunan gedung, yaitu berupa beban geser dasar nominal statik ekuivalen pada struktur beraturan, gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam pertama pada struktur bangunan gedung tidak beraturan, dan gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik seluruh ragam yang berpartisipasi pada struktur bangunan gedung tidak beraturan untuk masing-masing Wilayah Gempa ditetapkan spektrum respons Gempa Rencana $C - T$. C adalah nilai faktor respons gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu. Karena pada kisaran waktu getar alami pendek $0 \leq T \leq 0,2$ detik terdapat ketidak-pastian, baik dalam karakteristik gerakan tanah maupun dalam tingkat daktilitas strukturnya, Faktor Respons Gempa C dalam kisaran waktu getar alami pendek tersebut nilainya tidak diambil kurang dari nilai maksimumnya untuk jenis tanah yang bersangkutan. Bila ditetapkan percepatan respons maksimum $A_m = 2,5 A_0$ (percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh gempa rencana yang bergantung pada wilayah gempa dan jenis tanah tempat struktur bangunan gedung berada) dan waktu getar alami sudut T_c sebesar $T_c = 0,5$ detik, $T_c = 0,6$ detik dan $0,4 < T_c < 1,0$ detik untuk jenis tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak, nilai C ditentukan dari persamaan :

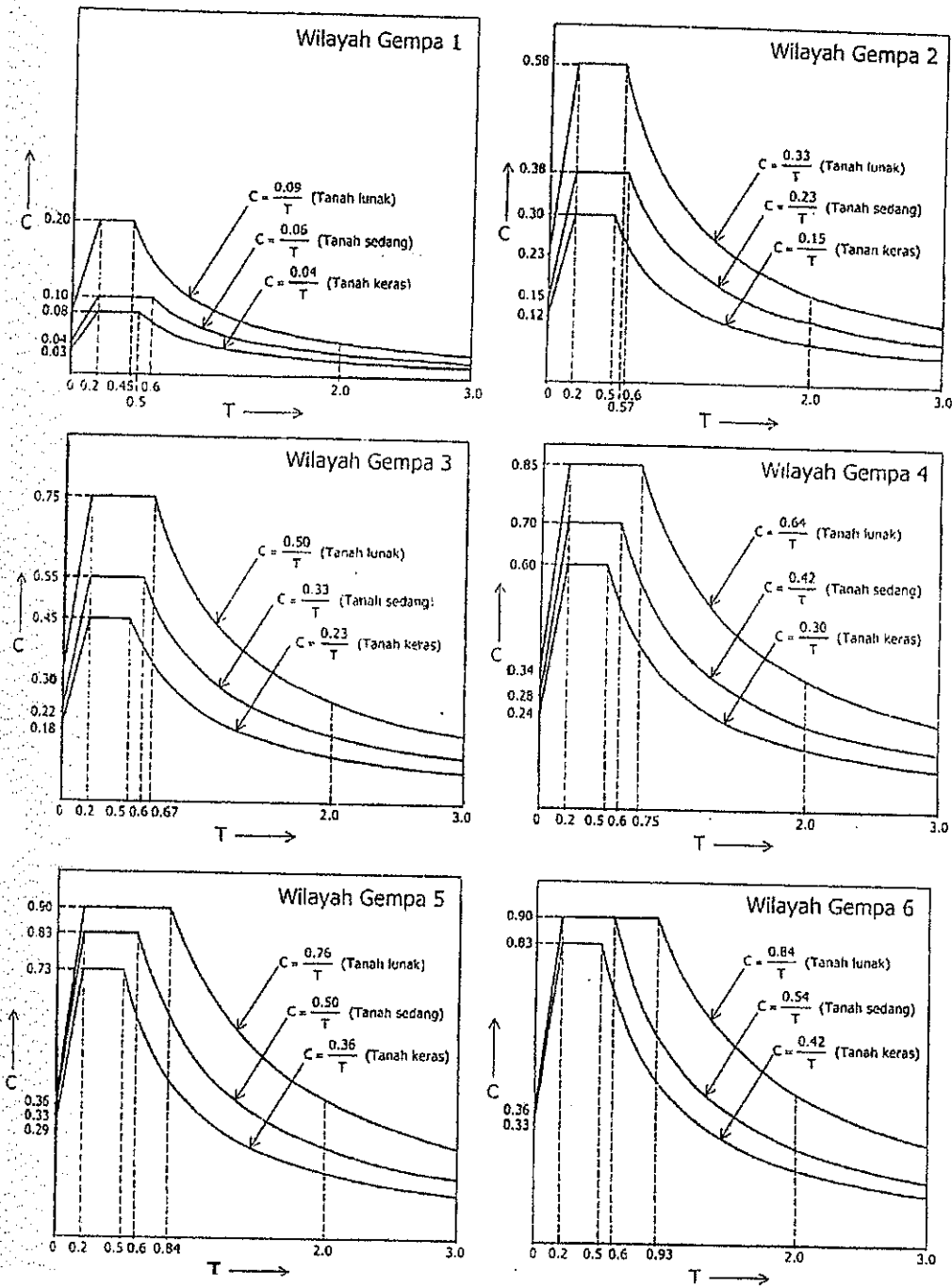
- Untuk $T \leq T_c$ -----> $C = A_m$

- Untuk $T > T_c$ -----> $C = A_r / T$, dimana A_r adalah pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons gempa C pada spektrum respons gempa rencana, $A_r = A_m.T_c$

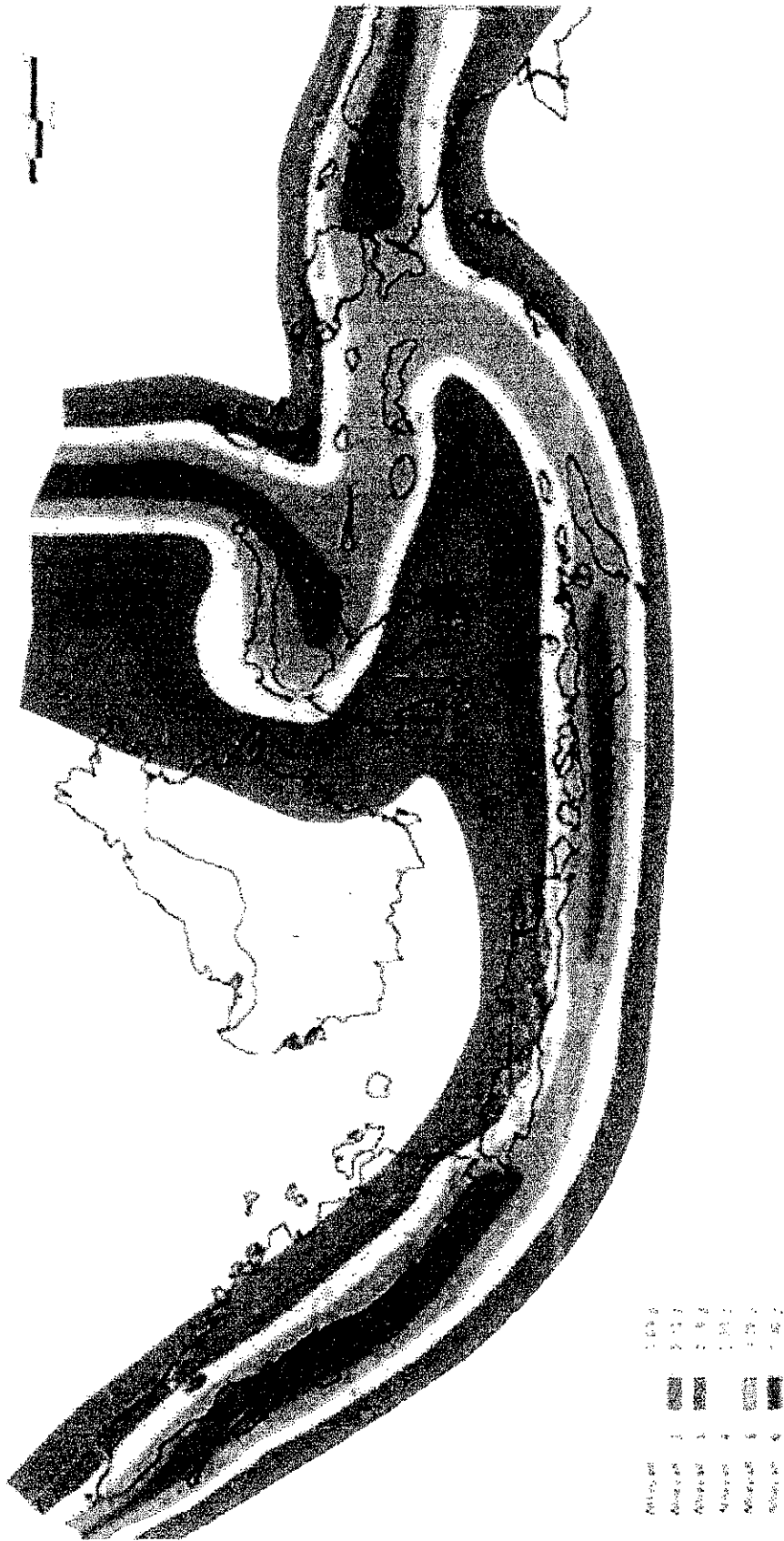
Untuk masing-masing Wilayah gempa dan masing-masing jenis tanah, nilai A_m dan A_r adalah seperti terlihat pada tabel 2., dan gambar (2.11).

Tabel 2 Spektrum respons gempa rencana

Wilayah Gempa	Tanah Keras $T_c = 0,5$ detik		Tanah Sedang $T_c = 0,6$ detik		Tanah Lunak $0,4 < T_c < 1,0$	
	A_m	A_r	A_m	A_r	A_m	A_r
1	0,08	0,04	0,10	0,06	0,20	0,09
2	0,30	0,15	0,38	0,23	0,58	0,33
3	0,45	0,23	0,55	0,33	0,75	0,50
4	0,60	0,30	0,70	0,42	0,85	0,64
5	0,73	0,36	0,83	0,50	0,90	0,76
6	0,83	0,42	0,90	0,54	0,90	0,84



Gambar 2.11 Spektrum Respons Gempa Rencana



Gambar 2.12 Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan periode ulang 500 tahun

BAB III

ANALISIS STRUKTUR TERHADAP BEBAN GEMPA

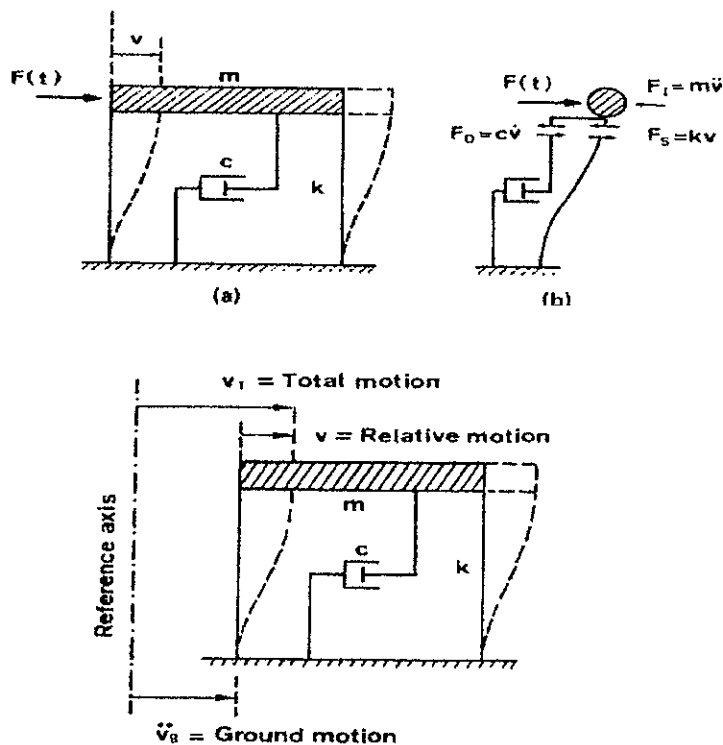
3.1 Getaran tetap yang teratur

Pada system SDOF yang menerima pembebanan gempa, akan berlaku hubungan persamaan gerak :

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = P(t) \tag{3.1}$$

Dan bila percepatan gempa adalah \ddot{u}_g , maka persamaan gerak tersebut akan berubah menjadi:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = -m\ddot{u}_g \tag{3.2}$$



Gambar 3.1 Sistem SDOF terhadap pengaruh gempa

Bila $\ddot{u}_g = \alpha o \sin \omega't$ maka persamaan (3.2) menjadi :

$$\ddot{v} + 2\xi\omega\dot{v} + \omega^2v = -\alpha o \sin \omega't \quad (3.3)$$

Dengan :

ξ adalah perbandingan redam (*damping ratio*),

ω adalah frekuensi getaran.

Solusi dari persamaan (3.3) dengan memperhatikan fungsi getaran adalah :

$$v = C_1 \sin \omega't + C_2 \cos \omega't$$

dengan memasukkannya ke dalam persamaan (3.3) diperoleh :

$$v(t) = \frac{-\alpha o}{\omega^2} [(1-\beta^2)^2 + 4\xi^2\beta^2]^{-1/2} \sin(\omega't - \theta) \quad (3.4)$$

dimana :

$$\theta = \tan^{-1} [2\xi\beta / (1-\beta^2)] \quad (3.5)$$

$$\beta = \omega / \omega$$

Gaya inersia ($m\alpha o$) berupa gaya statik luar akan merubah deformasi system dengan

$m\alpha o/k = \alpha o/\omega^2$. Perpindahan yang dinyatakan dalam v_{st} akan menjadi :

$$v_{st} = -\alpha o/\omega^2 \quad (3.6)$$

Sesuai dengan persamaan (3.4) dan (3.6), maka perbandingan antara keduanya yang biasa disebut Dd (*dynamic displacement magnification factor*) adalah sebagai berikut :

$$Dd = \left| \frac{v}{v_{st}} \right| = [(1-\beta^2)^2 + 4\xi^2\beta^2]^{-1/2} \quad (3.7)$$

Dari persamaan (3.2), percepatan total diberikan :

$$\ddot{u} + \ddot{u}_g = -(\omega^2 v + 2\xi\omega\dot{v}) \quad (3.8)$$

Dengan mensubstitusikan turunan pertama persamaan (3.4) ke dalam persamaan (3.8) akan didapatkan :

$$\ddot{u} + \ddot{u}_g = \alpha o [(1 - \beta^2)^2 + 4 \xi^2 \beta^2]^{-1/2} [1 + 4 \xi^2 \beta^2]^{1/2} \sin (\omega' t - (\theta - \theta_0)) \quad (3.9)$$

dimana $\theta_0 = \tan^{-1} 2\xi\beta$

kemudian ratio dari respons percepatan gempa menjadi :

$$Da = \left| \frac{\ddot{u} + \ddot{u}_g}{\ddot{u}_g} \right| = [(1 - \beta^2)^2 + 4 \xi^2 \beta^2]^{-1/2} [1 + 4 \xi^2 \beta^2]^{1/2} \quad (3.10)$$

dengan Da adalah *the dynamic acceleration-magnifacation factor*.

3.2 Getaran tetap yang tidak teratur

Untuk getaran yang tidak teratur maka diasumsikan bahwa $\dot{\omega} = \omega$ dan untuk $\ddot{u}_g = \alpha o \sin \omega' t$. Dan solusi dari persamaan(3.4) dan (3.5) dengan mengambil nilai $\beta = 1$:

$$v(t) = -1/\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp [-\xi\omega(t-\tau)] \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.11)$$

$$\dot{v}(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp [-\xi\omega(t-\tau)] \cos [\omega(t-\tau) + \Psi] d\tau \quad (3.12)$$

dimana :

$$\Psi = \tan^{-1} \frac{\xi}{(1 - \xi^2)^{1/2}}$$

dan,

$$\ddot{u} + \ddot{u}_g = \omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp [-\xi\omega(t-\tau)] \sin \omega(t-\tau) d\tau \quad (3.13)$$

3.3 Pengaruh gempa pada struktur berderajat banyak

Pada struktur yang berderajat kebebasan banyak, percepatan gempa \ddot{u}_g akan menjadikan:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = -m \mathbf{1}\ddot{u}_g \quad (3.14)$$

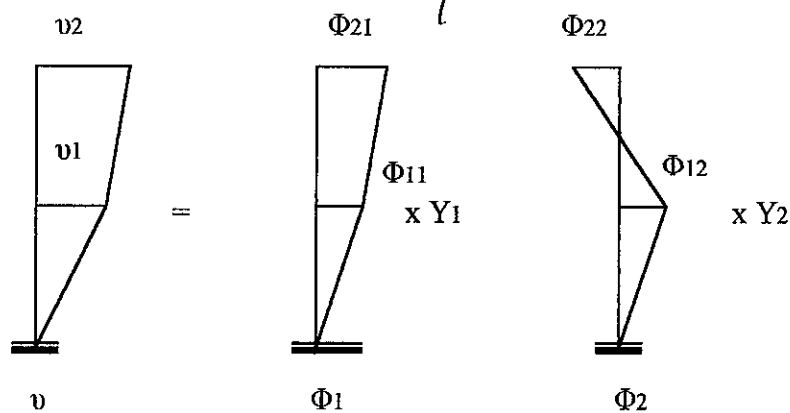
dengan $\mathbf{1}$ adalah vektor satuan.

Perpindahan system v sebagai bentuk penjumlahan dari n vektor mode getar Φ_n dengan amplitudo Y_n (gambar 3.2), sehingga :

$$v = \sum_{n=1}^N \Phi_n Y_n \quad (3.15)$$

atau dengan menggunakan matrik :

$$v = \Phi Y \quad (3.16)$$



Gb.3.2 Perpindahan adalah jumlah dari komponen modal

dengan Φ adalah matrik bentuk ragam getar :

$$\Phi = [\Phi_1 \ \Phi_2 \ \dots \ \Phi_N] = \begin{pmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \dots & \Phi_{1N} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \dots & \Phi_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \Phi_{N1} & \Phi_{N2} & \dots & \Phi_{NN} \end{pmatrix} \quad (3.17)$$

dan vektor Y disebut vektor koordinat normal. Dengan mengalikan persamaan (3.16) dengan $\Phi_n^T m$ dan memperhatikan kondisi ortogonalitas, maka amplitudo untuk n mode ragam getar bisa dinyatakan dengan :

$$\begin{aligned}\Phi_n^T m \dot{u} &= \Phi_n^T m \Phi_n Y_n \\ Y_n &= \frac{\Phi_n^T m \dot{u}}{\Phi_n^T m \Phi_n}\end{aligned}\tag{3.18}$$

atau

$$Y_n = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{in} \dot{u}_i}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{in}^2}\tag{3.19}$$

\dot{u} dan \ddot{u} bisa ditentukan dari vektor normal yang telah dihasilkan dari persamaan (3.15).

Persamaan gerak untuk persamaan (3.14) akan dipecahkan dengan memperhatikan vektor koordinat normal 1 :

$$1 = \sum_{n=1}^N \Phi_n \beta_n\tag{3.20}$$

atau

$$1 = \Phi \beta\tag{3.21}$$

Untuk mencari nilai β_n , maka persamaan (3.21) kalikan dengan $\Phi_n^T m$ sehingga :

$$\Phi_n^T m 1 = \Phi_n^T m \Phi \beta\tag{3.22}$$

dari kondisi orthogonal :

$$\beta_n = \frac{\Phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{1}}{\Phi_n^T \mathbf{m} \Phi_n} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{in}^2} \quad (3.23)$$

β_n menyatakan *earthquake participation factor* atau factor partisipasi mode ragam getar. Cara yang lebih efektif untuk menganalisis struktur MDOF terhadap pengaruh beban gempa adalah dengan mensubstitusikan persamaan (3.16) dan (3.21) ke dalam persamaan (3.14) dengan menggunakan prosedur analisis pada system getaran bebas, sehingga :

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = -\beta_n \ddot{u}_g \quad (3.24)$$

dengan membuat :

$$Y_n = \beta_n Y_{no} \quad (3.25)$$

persamaan (3.24) akan menjadi :

$$\ddot{Y}_{no} + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_{no} + \omega_n^2 Y_{no} = -\ddot{u}_g \quad (3.26)$$

Persamaan ini identik dengan persamaan untuk SDOF dengan pengaruh beban gempa.

Dengan mengacu pada persamaan (3.15), maka perpindahan bisa dinyatakan dalam :

$$u = \sum_{n=1}^N \Phi_n \beta_n Y_{no} \quad (3.27)$$

dimana $\beta_n \Phi_n$ disebut *earthquake-participation function* atau fungsi partisipasi gempa.

Kecepatan dinyatakan dalam :

$$\dot{u} = \sum_{n=1}^N \Phi_n \beta_n \dot{Y}_{no} \quad (3.28)$$

dan percepatan relatif dinyatakan dalam :

$$\ddot{v} = \sum_{n=1}^N \Phi_n \beta_n \ddot{Y}_{no} \quad (3.29)$$

dengan memisahkan \ddot{v}_g dan mensuperposisikan dengan persamaan (3.20) dengan (3.29)

akan didapatkan batasan bahwa :

$$\ddot{v} + 1 \ddot{v}_g = \sum_{n=1}^N \Phi_n \beta_n (\ddot{Y}_{no} + \ddot{v}_g) \quad (3.30)$$

dan juga :

$$\ddot{Y}_{no} + \ddot{v}_g = - \omega_n^2 Y_{no} \quad (3.31)$$

Substitusikan persamaan (3.31) ke dalam (3.30) akan diperoleh :

$$\ddot{v} + 1 \ddot{v}_g = - \sum_{n=1}^N \Phi_n \beta_n \omega_n^2 Y_{no} \quad (3.32)$$

Solusi untuk persamaan (3.26) untuk pengaruh gempa yang tidak tetap adalah :

$$Y_{no} = - 1/\omega_{Dn} \int_0^t \ddot{v}_g(\tau) \exp[-\xi\omega_n(t-\tau)] \sin \omega_{Dn}(t-\tau) d\tau \quad (3.33)$$

Untuk gaya geser dasar (*base shear*), pengaruh gempa akan menjadikan :

$$V = - \sum_{i=1}^N m_i (\ddot{v}_i + \ddot{v}_g) = - \sum_{i=1}^N M_i n (\ddot{Y}_{no} + \ddot{v}_g) \quad (3.34)$$

Substitusikan persamaan (3.31),(3.32) dan (3.23) ke dalam persamaan utama :

$$M_n = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{in} \right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{in}^2} \quad (3.35)$$

M_n disebut massa efektif, yang merupakan partisipasi massa dalam n mode ragam getar.

Gaya geser dasar V_n pada n mode ragam getar didistribusikan pada masing-masing level lantai dimana gaya gempa F_{in} bekerja. Sesuai persamaan (3.32), F_{in} dihitung sebagai :

$$F_{in} = - m_i \Phi_{in} \beta_n \omega_n^2 Y_{no} \quad (3.36)$$

dan

$$V_n = \sum_{i=1}^N F_{in} = - \beta_n \omega_n^2 Y_{no} \sum_{i=1}^N m_i \Phi_{in} \quad (3.37)$$

maka :

$$F_{in} = V_n \frac{m_i \Phi_{in}}{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{in}} \quad (3.38)$$

Menggunakan persamaan (3.27) untuk menggambarkan perpindahan pada level lantai ke-i yang disebabkan oleh n mode ragam getar :

$$v_{in} = \Phi_{in} \beta_n Y_{no} \quad (3.39)$$

Dan dari persamaan (3.36) dan (3.39) :

$$v_{in} = - \frac{F_{in}}{\omega_n^2 m_i} \quad (3.40)$$

3.4 Analisis Statik Ekuivalen

Analisis Beban Statik Ekuivalen adalah suatu cara analisis statik struktur, dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban-beban statik horisontal untuk menirukan pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah.

Untuk struktur bangunan gedung beraturan, pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara analisis statik ekuivalen. Pada analisis beban statik ekuivalen ragam getar 1 dianggap dominan.

Pada saat terjadi gaya inersia maksimum, kontribusi dari ragam pertama adalah :

Gaya inersia :

$$\{F_I^{(1)}\} = [m]\{\ddot{v}^{(1)}\} = [m]\{\Phi^{(1)}\}\ddot{Y}_1(t) \quad (3.41)$$

Nilai maksimum

$$\{F_I^{(1)}\}_{\max} = [m]\{\Phi^{(1)}\}\beta_1 Sa(\omega_1, \xi_1) \quad (3.42)$$

Gaya geser dasar dapat dengan :

$$V^{(1)} = [1]^T \{F_I^{(1)}\} \quad (3.43)$$

$$V^{(1)} = [1]^T [m]\{\Phi^{(1)}\}\beta_1 Sa(\omega_1, \xi_1) \quad (3.44)$$

$$\{F_I^{(1)}\} = \frac{[m]\{\Phi^{(1)}\}}{\sum [m]\{\Phi^{(1)}\}} V^{(1)} \quad (3.45)$$

Untuk lantai ke "x"

$$\{F_I^{(1)}\}_{\max} = \frac{m_x \Phi_x^{(1)}}{\sum m_x \Phi_x} V^{(1)} = \frac{m_x \Phi_x^{(1)}}{(m_1 \Phi_1^{(1)} + m_2 \Phi_2^{(1)} + \dots + m_n \Phi_n^{(1)})} V^{(1)} \quad (3.46)$$

Bila mode pertama diasumsikan segitiga linier maka $\Phi_x^{(1)} = \gamma h_x$

(γ = proporsional linier)

$$F_1^{(1)} = \frac{m_x h_x}{\sum m_x h_x} V^{(1)} \frac{g}{g} = \frac{W_x h_x}{\sum W_x h_x} V_b \quad (3.47)$$

dimana W = berat lantai yang ditinjau.

3.4.1 Beban geser dasar akibat gempa

Setiap struktur gedung harus direncanakan dan dilaksanakan untuk menahan suatu beban geser dasar akibat gempa (V). Beban geser dasar akibat gempa menurut SNI 03-1726-2003 ditentukan dengan rumus :

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t \quad (3.48)$$

dimana C adalah nilai faktor respons gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi dan T adalah waktu (gambar 2.11).

Berat total struktur W_t adalah kombinasi dari beban mati seluruhnya serta beban hidup vertikal yang direduksi yang bekerja diatas perletakan.

Faktor keutamaan struktur (I), yaitu faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan periode ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama masa layan gedung itu. (tabel 4),

Faktor reduksi gempa (R), yaitu rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh **Gempa Rencana** pada struktur bangunan gedung elastik dan beban **Gempa Nominal**

pada struktur bangunan gedung daktail ;faktor reduksi gempa representatif struktur bangunan gedung tidak beraturan (tabel 5).

Adapun yang dimaksud dengan beban gempa rencana adalah nilai beban gempa yang peluang dilampauinya dalam rentang masa layan gedung 50 tahun adalah 10% atau nilai beban gempa yang periode ulangnya adalah 500 tahun, sedangkan beban gempa nominal adalah beban gempa yang nilainya tergantung dari besarnya gempa rencana, tingkat daktilitas struktur dan juga tahanan lebih yang terkandung di dalam struktur.

- Faktor daktilitas dari struktur bangunan gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur bangunan gedung akibat pengaruh Gempa Rencana δm dan simpangan struktur bangunan gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δy

$$1,4 \leq \mu = \frac{\delta m}{\delta y} \leq \mu_m \quad (3.49)$$

Pada persamaan tersebut $\mu = 1,4$ adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur bangunan gedung yang berperilaku elastik, sedangkan μ_m adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh system struktur bangunan gedung yang bersangkutan.

- Bila V_n adalah pembebanan Gempa Nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur bangunan gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_y}{f_l} = \frac{V_e}{R} \quad (3.50)$$

dimana f_1 adalah faktor tahanan lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur bangunan gedung dan nilainya ditetapkan sebesar $f_1 = 1,6$, dan R adalah faktor reduksi gempa yang besarnya :

$$2,2 \leq R = \mu f_1 \leq R_m \quad (3.51)$$

Pada persamaan tersebut $R = 2,2$ adalah faktor reduksi gempa untuk struktur bangunan gedung yang berperilaku elastik, sedangkan R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan.

Untuk mencegah penggunaan struktur bangunan gedung yang terlalu fleksibel, maka nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur bangunan gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ξ untuk wilayah gempa dan jenis struktur bangunan gedung sesuai persamaan :

$$T_1 < \xi H^{3/4} \quad (3.52)$$

dimana H = tinggi total struktur dan koefisien ξ terdapat pada tabel 3.

Waktu getar alami struktur gedung yang dianalisis dengan cara analisis statik ekuivalen didasarkan pada metode Rayleigh. Metode Rayleigh ini untuk menentukan frekuensi natural sistem bergetar didasarkan pada prinsip kekekalan energi, dengan menyamakan energi potensial maksimum dengan energi kinetis maksimum dari system. Cara ini menghasilkan formula untuk menghitung frekuensi natural sebagai berikut :

$$\omega = \sqrt{\frac{g \sum m_i d_i}{\sum m_i d_i^2}} \quad (3.53)$$

dan $f = \omega / 2\pi$

dimana d_i adalah lendutan pada koordinat i dan m_i adalah massa terpusat pada koordinat yang sama..Dari frekuensi natural yang telah didapatkan akan didapatkan waktu dasar alami Rayleigh sebagai berikut :

$$T_1 = \frac{1}{f} = 2\pi / \omega$$

$$T_1 = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i . d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i . d_i}} \quad (3.54)$$

Dengan W_i dan F_i adalah berat total struktur bangunan gedung dan beban gempa horisontal yang bekerja pada tingkat- i , dan g adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar $9,81 \text{ m/det}^2$.

Tabel 3. Koefisien yang membatasi waktu getar alami struktur bangunan gedung

Wilayah Gempa & Jenis Struktur	ξ
Sedang & ringan; rangka baja	0,119
Sedang & ringan; rangka beton dan RBE	0,102
Sedang & ringan; bangunan lainnya	0,068
Berat; rangka baja	0,111
Berat; rangka beton dan RBE	0,095
Berat; bangunan lainnya	0,063

Tabel 4. Faktor Keutamaan untuk berbagai kategori gedung atau bangunan

Kategori Gedung atau bangunan	Faktor Keutamaan I
▪ Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1
▪ Monumen dan bangunan monumental	1
▪ Gedung penting pasca gempa seperti RS, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,5
▪ Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,5
▪ Cerobong, tangki diatas menara.	1,25

Tabel 5. Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum dan faktor tahanan lebih total bebarapa jenis sistem dan subsistem struktur bangunan gedung.

Sistem dan subsistem struktur bangunan gedung	Uraian system pemikul beban gempa	μ_m	Rm Pers.(5)	f
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau system bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Dinding geser beton bertulang	2.7	4.5	2.8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik.	1.8	2.8	2.2
	3. Rangka bresing dimana bresingnya memikul beban gravitasi			
	▪ Baja	2.8	4.4	2.2
	▪ Beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 & 6)	1.8	2.8	2.2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Rangka bresing eksentris baja(RBE)	4.3	7.0	2.8
	2. Dinding geser beton bertulang	3.3	5.5	2.8
	3. Rangka bresing biasa			
	▪ Baja	3.6	5.6	2.2
	▪ Beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 & 6)	3.6	5.6	2.2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	▪ Baja	4.1	6.4	2.2
	1. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4.0	6.5	2.8
	6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh.	3.6	6.0	2.8
	7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial.	3.3	5.5	2.8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus(SRPMK)			
	▪ Baja	5.2	8.5	2.8
	▪ Beton bertulang	5.2	8.5	2.8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton(SRPMM) (tidak untuk wilayah 5 & 6).	3.3	5.5	2.8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	▪ Baja	2.7	4.5	2.8
	▪ Beton bertulang	2.1	3.5	2.8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK).	4.0	6.5	2.8

<p>4. Sistem ganda Terdiri dari :1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi;2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen.Rangka pemikul momenharusdirencanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral;3) Kedua system harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral denganmemperhatikan interaksi/system ganda)</p>	<p>1. Dinding geser</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Beton bertulang dengan SRPMKbeton bertulang. 5.2 ▪ Beton bertulang dengan SRPMBbaja. 2.6 ▪ Beton bertulang dengan SRPMMbeton bertulang 4.0 <p>2. RBE baja</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ dengan SRPMK baja 5.2 ▪ dengan SRPMB baja 2.6 <p>3, Rangka bresing biasa</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ dengan SRPMK baja 4.0 ▪ dengan SRPMB baja 2.6 ▪ Beton bertulang dengan SRPMKbetonbertulang (tidak untuk wilayah 5&6) 4.0 ▪ Beton bertulang dengan SRPMMbetonbertulang (tidak untuk wilayah 5&6) 2.6 <p>4. Rangka bresing konsentrik khusus</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ dengan SRPMK baja 4.6 ▪ dengan SRPMB baja 2.6 			
<p>5. Sistem struktur bangunan gedung kolom kantilever.(Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)</p>	<p>Sistem struktur kolom kantilever</p>	<p>1.4</p>	<p>2.2</p>	<p>2</p>
<p>6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka</p>	<p>Beton bertulang menengah (tidak untuk wilayah 3,4,5, dan 6)</p>	<p>3.4</p>	<p>5.5</p>	<p>2.8</p>
<p>7. Subsistem tunggal (Sub sistem struktur bidang yang membentuk struktur bangunan gedung secara keseluruhan)</p>	<p>1. Rangka terbuka baja 5.2</p> <p>2. Rangka terbuka beton bertulang 5.2</p> <p>3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan(bergantung pada indeks baja total) 3.3</p> <p>4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh. 4.0</p> <p>5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial 3.3</p>			

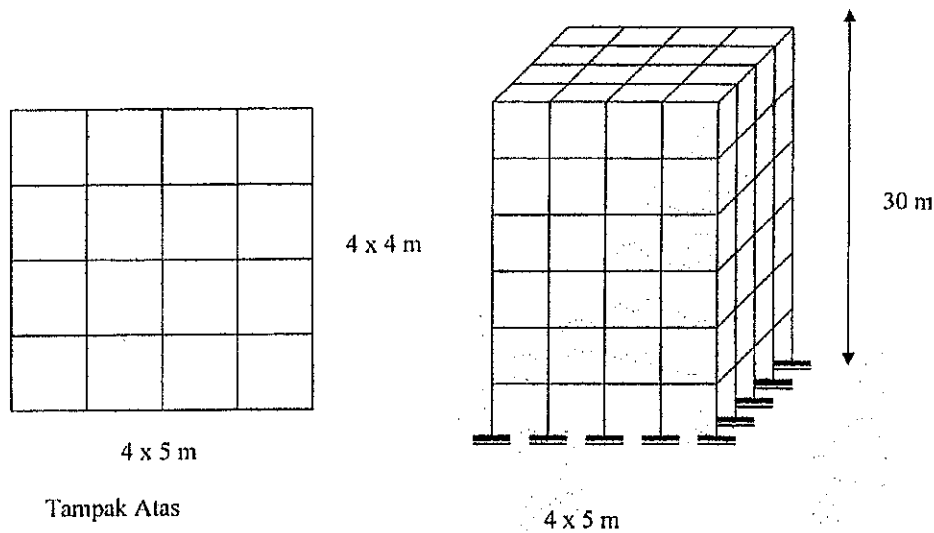
BAB IV
STUDY KASUS DAN ANALISIS

4.1 Model matematis untuk analisis linier

Analisis yang digunakan dalam tesis ini adalah analisis elastis struktur portal tiga dimensi baik pada struktur bangunan gedung beraturan maupun pada struktur bangunan gedung tak beraturan. Perhitungan analisis struktur menggunakan program paket *software* SAP 2000. Struktur yang diambil akan dianalisis menggunakan dua buah metode analisis yaitu analisis statik ekuivalen dan analisis dinamik respon spektrum. Baik struktur bangunan gedung beraturan maupun struktur bangunan gedung tak beraturan yang diambil, direncanakan berada pada daerah gempa zone 3 dengan kondisi tanah sedang sesuai dengan gambar respons spektrum gempa rencana, dengan pembebanan diperuntukkan untuk perkantoran.

1. Struktur bangunan gedung beraturan 6 lantai

Struktur simetris dalam arah-x dan arah-y, tipikal dari lantai ke-1 sampai dengan lantai ke-6. Pusat massa dari masing-masing lantai dihitung, dan untuk melihat respons struktur, percepatan gempa dikerjakan dalam arah-x dan arah-y secara bergantian.



Gambar 4.1 Denah struktur bangunan gedung 6 lantai beraturan

a. Analisis statik ekuivalen

Analisis statik ekuivalen dilakukan pada struktur untuk mendapatkan gaya geser pada pusat massa masing-masing lantai. Waktu getar alami sesuai persamaan (3.54) ditentukan terlebih dahulu untuk mengetahui besarnya koefisien gempa dasar C. Pada kasus ini dengan struktur yang berada pada wilayah gempa 3 dengan kondisi tanah sedang, didapat :

▪ **Waktu getar bangunan (T) :**

$$T_x = T_y = \xi H^{3/4}$$

$$\xi = 0,068$$

$$H = 6 \times 5 = 30 \text{ meter}$$

$$T_x = T_y = 0,068(30)^{3/4}$$

$$= 0,87166 \text{ detik}$$

▪ **Koefisien gempa dasar (C)**

C diperoleh dari Respons Spektrum Gempa Rencana untuk wilayah gempa

3, jenis tanah sedang diperoleh $C = 0,33/T = 0,378$

▪ **Faktor keutamaan struktur (I) dan Faktor reduksi gempa (R)**

Dari jenis struktur yang dipilih (perkantoran) diperoleh nilai $I = 1$, dan untuk struktur yang elastis diperoleh $R = 2,2$

▪ **Gaya geser dasar horizontal total dan distribusinya ke-sepanjang tinggi gedung.**

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

karena $H/A = 30 / 20 = 1,5$ dan $H/B = 30 / 16 = 1,875 < 3$, maka distribusi ke-sepanjang tinggi gedung akan mengikuti rumus seperti dibawah ini :

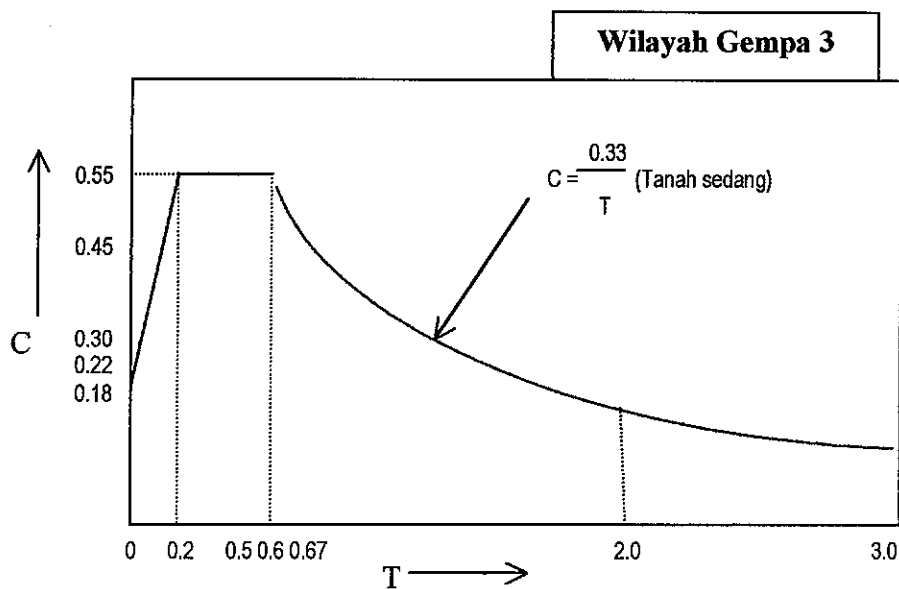
$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_j \cdot z_j} V$$

b. **Analisis Dinamis**

Analisis dinamis dilakukan dengan metode analisis respons spektrum. Dalam analisis respons spektrum digunakan koefisien gempa dasar C dalam PPTGIUG-2003 untuk wilayah 3 dengan kondisi tanah sedang, sehingga diperoleh respons spektrum gempa rencana seperti berikut :

Tabel 6. Tabel Respons Spektra wilayah 3 tanah sedang

Periode (detik)	Koefisien gempa C
0,0	0.22
0,2	0.55
0,6	0.55
1,0	0.33
2,0	0.17
3,0	0.11
4,0	0.08
5,0	0.07
6,0	0.06



Gambar 4.2 Gambar spektrum respons gempa rencana wilayah gempa 3

Pada analisis dinamis respons spektrum akan ditinjau 2 hal yaitu :

1. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan seluruh ragam getarnya sehingga terpenuhi partisipasi massanya lebih dari 90 % dari partisipasi massa totalnya,

2. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan 1 ragam getarnya saja yaitu ragam -1.

Dari hasil analisis pada struktur baik dengan analisis statik ekuivalen maupun dengan analisis dinamik respons spektrum akan ditarik benang merah yang akan menuju kesimpulan yang akan diambil.

2. Struktur bangunan gedung tak beraturan

2.1 Ketidakberaturan dalam denah struktur

Struktur yang diambil adalah struktur 6 lantai dengan ketinggian 30 meter dari permukaan tanah, simetris dalam arah-x dan arah-y untuk lantai ke-1 sampai dengan lantai ke-3, sedang lantai ke-4 sampai dengan lantai ke-6 struktur tidak simetris lagi. Pusat massa dari masing-masing lantai dihitung, dan untuk melihat respons struktur, percepatan gempa dikerjakan dalam arah-x dan arah-y secara bergantian.

a. Analisis statik ekuivalen

Analisis statik ekuivalen dilakukan pada struktur untuk mendapatkan gaya geser pada pusat massa masing-masing lantai. Waktu getar alami sesuai persamaan (3.54) ditentukan terlebih dahulu untuk mengetahui besarnya koefisien gempa dasar C. Pada kasus ini dengan struktur yang berada pada wilayah gempa 3 dengan kondisi tanah sedang, didapat :

▪ Waktu getar bangunan (T) :

$$T_x = T_y = \xi H^{3/4}$$

$$\xi = 0,068$$

$$H = 6 \times 5 = 30 \text{ meter}$$

$$T_x = T_y = 0,068(30)^{3/4}$$

$$= 0,87166 \text{ detik}$$

▪ **Koefisien gempa dasar (C)**

C diperoleh dari Respons Spektrum Gempa Rencana untuk wilayah gempa 3, jenis tanah sedang diperoleh $C = 0,33/T = 0,378$

▪ **Faktor keutamaan struktur (I) dan Faktor reduksi gempa (R)**

Dari jenis struktur yang dipilih (perkantoran) diperoleh nilai $I = 1$, dan untuk struktur yang elastis diperoleh $R = 2,2$

▪ **Gaya geser dasar horizontal total dan distribusinya ke-sepanjang tinggi gedung.**

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

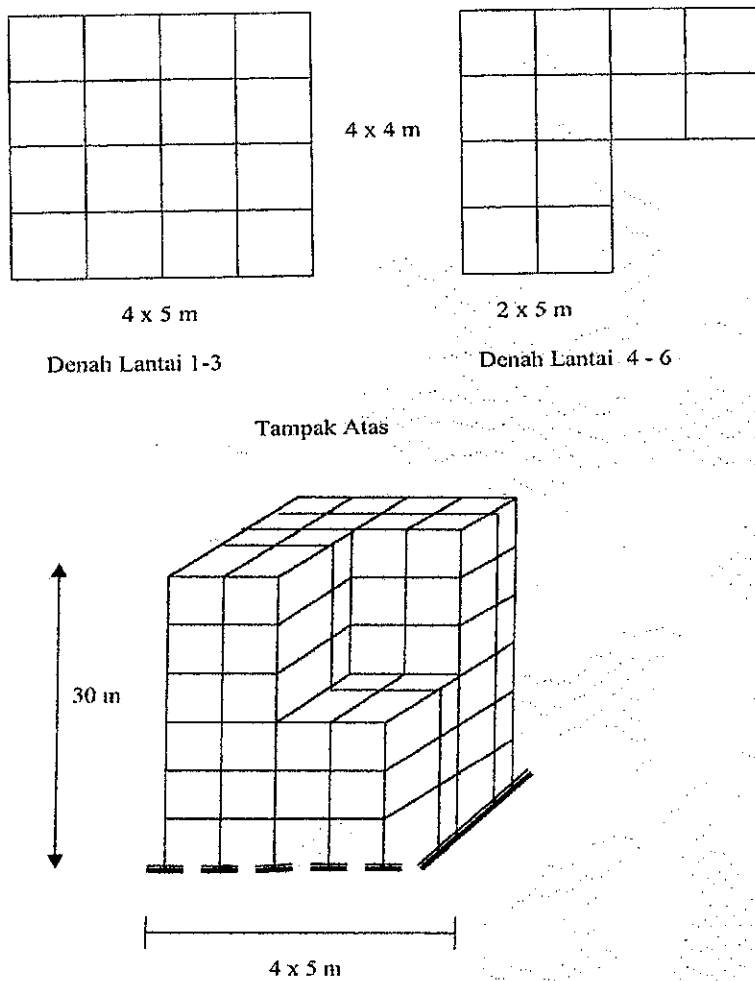
karena $H/A = 30 / 20 = 1,5$ dan $H/B = 30 / 16 = 1,875 < 3$, maka distribusi ke-sepanjang tinggi gedung akan mengikuti rumus seperti dibawah ini :

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_j \cdot z_j} V$$

b. Analisis Dinamis

Pada analisis dinamis respons spektrum akan ditinjau 2 hal yaitu :

1. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan seluruh ragam getarnya sehingga terpenuhi partisipasi massanya lebih dari 90 % dari partisipasi massa totalnya,
2. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan 1 ragam getarnya saja yaitu ragam -1.



Gambar 4.3 Denah struktur bangunan gedung 6 lantai tak beraturan

2.2 Ketidakberaturan dikarenakan adanya tingkatan lunak /Soft Story

Struktur yang diambil adalah struktur 5 lantai dengan ketinggian 30 meter dari permukaan tanah, simetris dalam arah-x dan arah-y tapi terdapat tingkatan lunak pada lantai kedua dari struktur tersebut. Pusat massa dari masing-masing lantai dihitung ,dan untuk melihat respons struktur, percepatan gempa dikerjakan dalam arah-x dan arah-y secara bergantian.

a. Analisis statik ekuivalen

Analisis statik ekuivalen dilakukan pada struktur untuk mendapatkan gaya geser pada pusat massa masing-masing lantai. Waktu getar alami sesuai persamaan (3.54) ditentukan terlebih dahulu untuk mengetahui besarnya koefisien gempa dasar C. Pada kasus ini dengan struktur yang berada pada wilayah gempa 3 dengan kondisi tanah sedang, didapat :

▪ **Waktu getar bangunan (T) :**

$$T_x = T_y = \xi H^{3/4}$$

$$\xi = 0,068$$

$$H = 6 \times 5 = 30 \text{ meter}$$

$$T_x = T_y = 0,068(30)^{3/4} \\ = 0,87166 \text{ detik}$$

▪ **Koefisien gempa dasar (C)**

C diperoleh dari Respons Spektrum Gempa Rencana untuk wilayah gempa 3, jenis tanah sedang diperoleh $C = 0,33/T = 0,378$

▪ **Faktor keutamaan struktur (I) dan Faktor reduksi gempa (R)**

Dari jenis struktur yang dipilih (perkantoran) diperoleh nilai $I = 1$, dan untuk struktur yang elastis diperoleh $R = 2,2$

▪ **Gaya geser dasar horizontal total dan distribusinya ke-sepanjang tinggi gedung.**

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

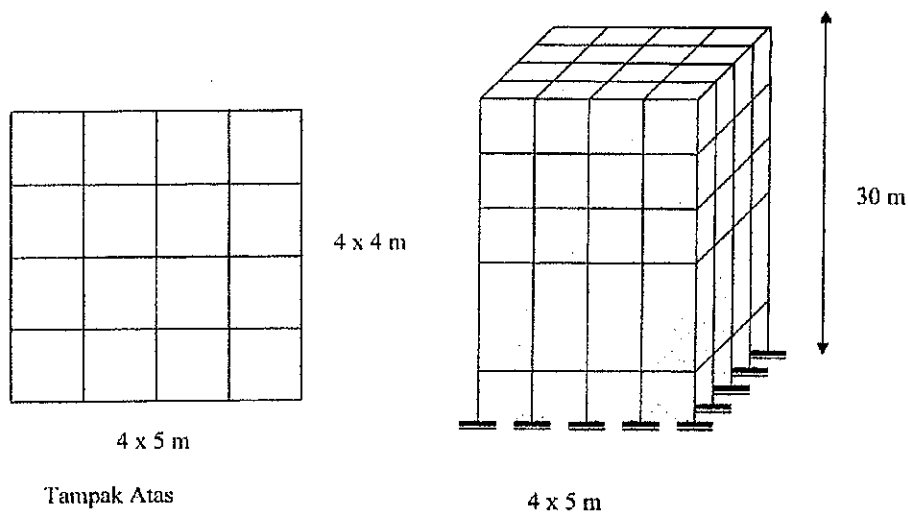
karena $H/A = 30 / 20 = 1,5$ dan $H/B = 30 / 16 = 1,875 < 3$, maka distribusi ke-sepanjang tinggi gedung akan mengikuti rumus seperti dibawah ini :

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_j \cdot z_j} V$$

c. Analisis Dinamis

Pada analisis dinamis respons spektrum akan ditinjau 2 hal yaitu :

1. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan seluruh ragam getarnya sehingga terpenuhi partisipasi massanya lebih dari 90 % dari partisipasi massa totalnya,
2. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan 1 ragam getarnya saja yaitu ragam -1.



Gambar 4.4 Denah struktur bangunan 5 lantai tak beraturan

2.3 Ketidakberaturan karena faktor ketinggian

2.3.1 Struktur dengan ketinggian 50 meter.

Struktur yang diambil adalah struktur 10 lantai dengan ketinggian 50 meter dari permukaan tanah, simetris dalam arah-x dan arah-y . Pusat massa dari masing-masing lantai dihitung ,dan untuk melihat respons struktur, percepatan gempa dikerjakan dalam arah-x dan arah-y secara bergantian.

a. Analisis statik ekuivalen

Analisis statik ekuivalen dilakukan pada struktur untuk mendapatkan gaya geser pada pusat massa masing-masing lantai. Waktu getar alami sesuai persamaan (3.54) ditentukan terlebih dahulu untuk mengetahui besarnya koefisien gempa dasar C. Pada kasus ini dengan struktur yang berada pada wilayah gempa 3 dengan kondisi tanah sedang, didapat :

▪ **Waktu getar bangunan (T) :**

$$T_x = T_y = \xi H^{3/4}$$

$$\xi = 0,068$$

$$H = 10 \times 5 = 50 \text{ meter}$$

$$T_x = T_y = 0,068(50)^{3/4}$$

$$= 1,7786 \text{ detik}$$

▪ **Koefisien gempa dasar (C)**

C diperoleh dari Respons Spektrum Gempa Rencana untuk wilayah gempa 3, jenis tanah sedang diperoleh $C = 0,33/T = 0,258$

▪ **Faktor keutamaan struktur (I) dan Faktor reduksi gempa (R)**

Dari jenis struktur yang dipilih (perkantoran) diperoleh nilai $I = 1$, dan untuk struktur yang elastis diperoleh $R = 2,2$

- Gaya geser dasar horizontal total dan distribusinya ke-sepanjang tinggi gedung.

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

karena $H/A = 50 / 20 = 2,5 < 3$ dan $H/B = 50 / 16 = 3,125 > 3$, maka :

untuk arah x, distribusi ke-sepanjang tinggi gedung adalah :

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_j \cdot z_j} V$$

sedang untuk arah y, distribusi ke-sepanjang tinggi gedung adalah :

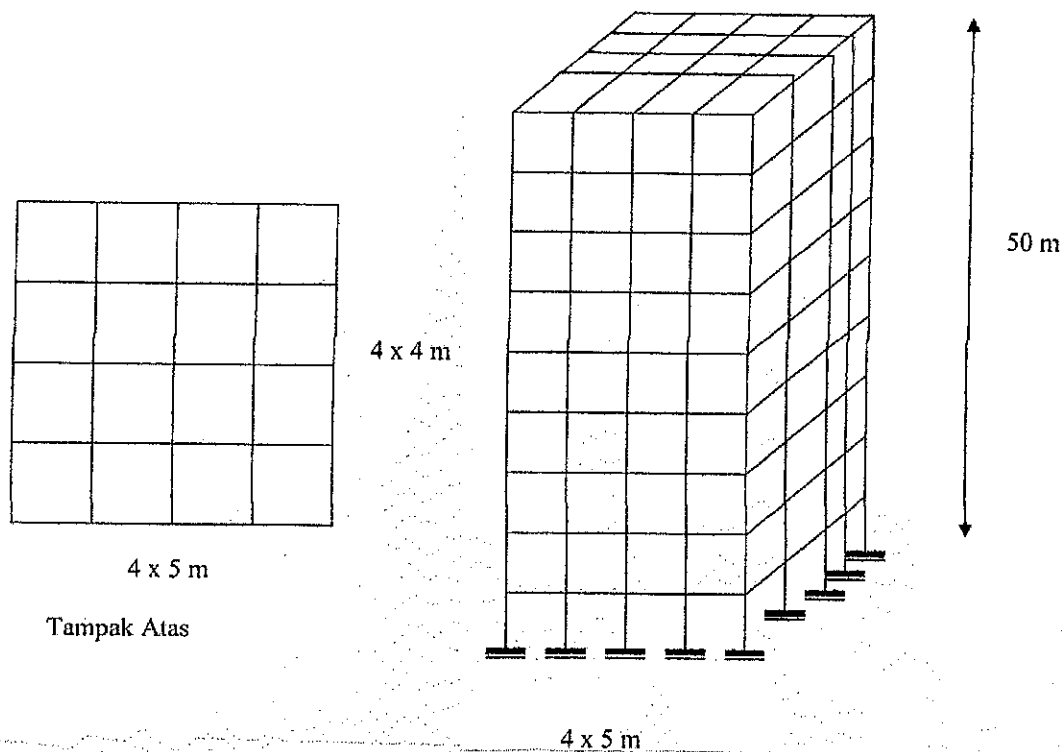
$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_j \cdot z_j} (0,9 V)$$

dan untuk lantai teratas adalah sebesar 0,1V.

d. Analisis Dinamis

Pada analisis dinamis respons spektrum akan ditinjau 2 hal yaitu :

1. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan seluruh ragam getarnya sehingga terpenuhi partisipasi massanya lebih dari 90 % dari partisipasi massa totalnya,
2. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan 1 ragam getarnya saja yaitu ragam -1.



Gambar 4.5 Denah struktur bangunan 10 lantai

2.3.2 Struktur dengan ketinggian 40 meter.

Struktur yang diambil adalah struktur 8 lantai dengan ketinggian 40 meter dari permukaan tanah, simetris dalam arah-x dan arah-y. Pusat massa dari masing-masing lantai dihitung, dan untuk melihat respons struktur, percepatan gempa dikerjakan dalam arah-x dan arah-y secara bergantian.

a. Analisis statik ekuivalen

Analisis statik ekuivalen dilakukan pada struktur untuk mendapatkan gaya geser pada pusat massa masing-masing lantai. Waktu getar alami sesuai persamaan (3.54) ditentukan terlebih dahulu untuk mengetahui besarnya koefisien gempa dasar C . Pada kasus ini dengan struktur yang berada pada wilayah gempa 3 dengan kondisi tanah sedang, didapat :

▪ **Waktu getar bangunan (T) :**

$$T_x = T_y = \xi H^{3/4}$$

$$\xi = 0,068$$

$$H = 8 \times 5 = 40 \text{ meter}$$

$$T_x = T_y = 0,068(40)^{3/4}$$

$$= 1,08156 \text{ detik}$$

▪ **Koefisien gempa dasar (C)**

C diperoleh dari Respons Spektrum Gempa Rencana untuk wilayah gempa 3, jenis tanah sedang diperoleh $C = 0,33/T = 0,305$

▪ **Faktor keutamaan struktur (I) dan Faktor reduksi gempa (R)**

Dari jenis struktur yang dipilih (perkantoran) diperoleh nilai $I = 1$, dan untuk struktur yang elastis diperoleh $R = 2,2$

▪ **Gaya geser dasar horizontal total dan distribusinya ke-sepanjang tinggi gedung.**

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

karena $H/A = 40 / 20 = 2,0 < 3$ dan $H/B = 40 / 16 = 2,5 < 3$, maka :

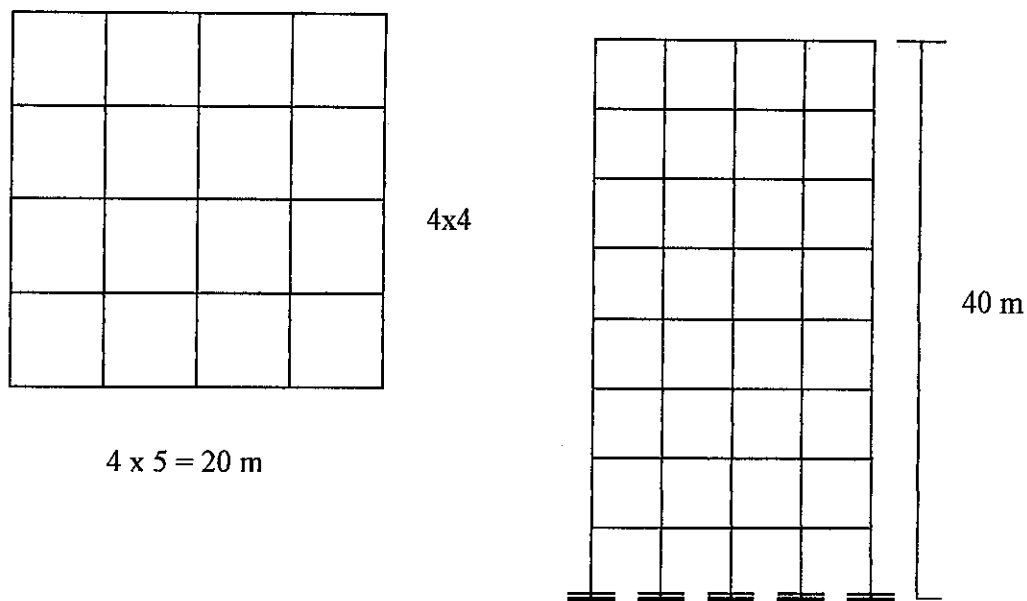
distribusi ke-sepanjang tinggi gedung adalah :

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_j \cdot z_j} V$$

b. Analisis Dinamis

Pada analisis dinamis respons spektrum akan ditinjau 2 hal yaitu :

1. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan seluruh ragam getarnya sehingga terpenuhi partisipasi massanya lebih dari 90 % dari partisipasi massa totalnya,
2. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan 1 ragam getarnya saja yaitu ragam -1.



Gambar 4.5b Denah struktur bangunan 8 lantai

2.3.3 Struktur dengan ketinggian 75 meter.

Struktur yang diambil adalah struktur 15 lantai dengan ketinggian 75 meter dari permukaan tanah, simetris dalam arah-x dan arah-y . Pusat massa dari masing-masing lantai dihitung ,dan untuk melihat respons struktur, percepatan gempa dikerjakan dalam arah-x dan arah-y secara bergantian.

a. Analisis statik ekuivalen

Analisis statik ekuivalen dilakukan pada struktur untuk mendapatkan gaya geser pada pusat massa masing-masing lantai. Waktu getar alami sesuai persamaan (3.54) ditentukan terlebih dahulu untuk mengetahui besarnya koefisien gempa dasar C. Pada kasus ini dengan struktur yang berada pada wilayah gempa 3 dengan kondisi tanah sedang, didapat :

▪ **Waktu getar bangunan (T) :**

$$T_x = T_y = \xi H^{3/4}$$

$$\xi = 0,068$$

$$H = 15 \times 5 = 75 \text{ meter}$$

$$T_x = T_y = 0,068(75)^{3/4} \\ = 1,733 \text{ detik}$$

▪ **Koefisien gempa dasar (C)**

C diperoleh dari Respons Spektrum Gempa Rencana untuk wilayah gempa 3, jenis tanah sedang diperoleh $C = 0,33/T = 0,190$

▪ **Faktor keutamaan struktur (I) dan Faktor reduksi gempa (R)**

Dari jenis struktur yang dipilih (perkantoran) diperoleh nilai $I = 1$, dan untuk struktur yang elastis diperoleh $R = 2,2$

▪ **Gaya geser dasar horizontal total dan distribusinya ke-sepanjang tinggi gedung.**

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

karena $H/A = 75 / 20 = 3,75 > 3$ dan $H/B = 75 / 16 = 4,687 > 3$, maka :

distribusi ke-sepanjang tinggi gedung adalah :

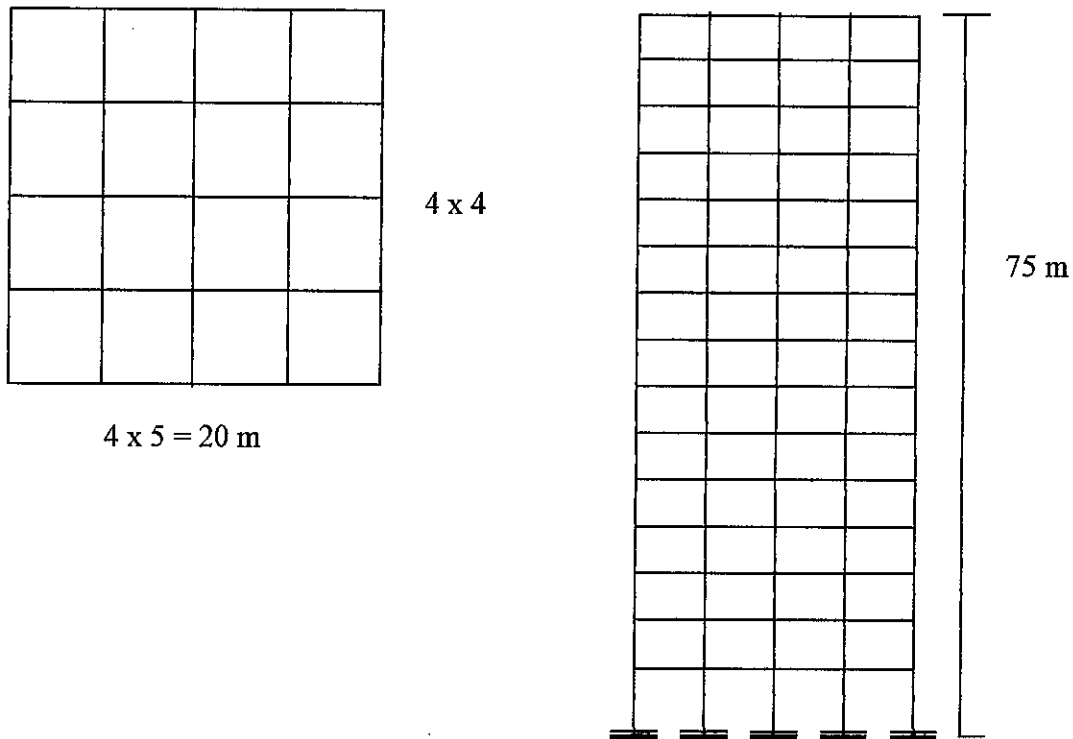
$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_j \cdot z_j} (0,9 V)$$

dan untuk lantai teratas adalah sebesar 0,1V.

b. Analisis Dinamis

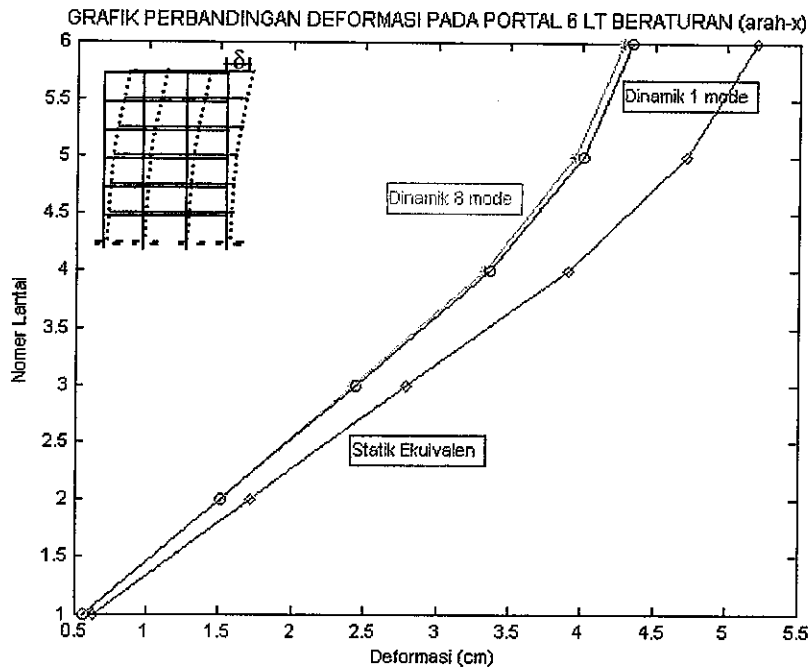
Pada analisis dinamis respons spektrum akan ditinjau 2 hal yaitu :

1. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan seluruh ragam getarnya sehingga terpenuhi partisipasi massanya lebih dari 90 % dari partisipasi massa totalnya,
2. Analisis spektrum respons dengan memperhitungkan 1 ragam getarnya saja yaitu ragam -1.

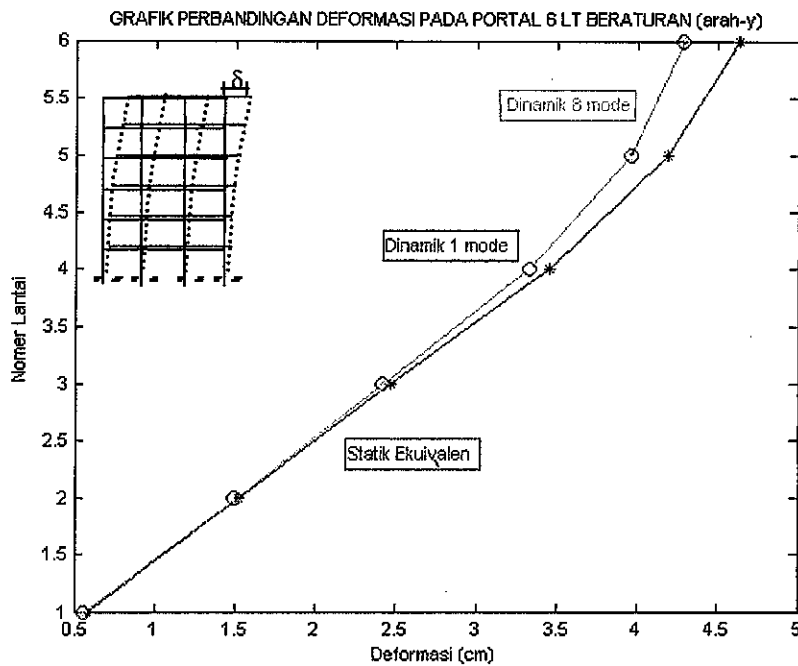


Gambar 4.5c Denah struktur bangunan 15 lantai

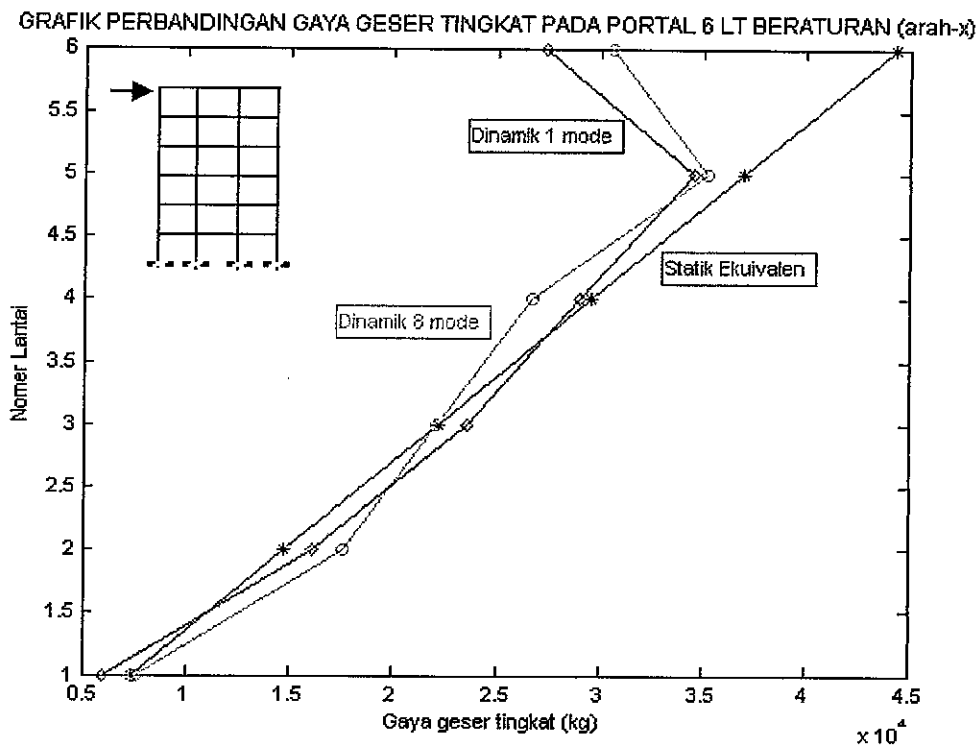
4.2 Hasil Analisis



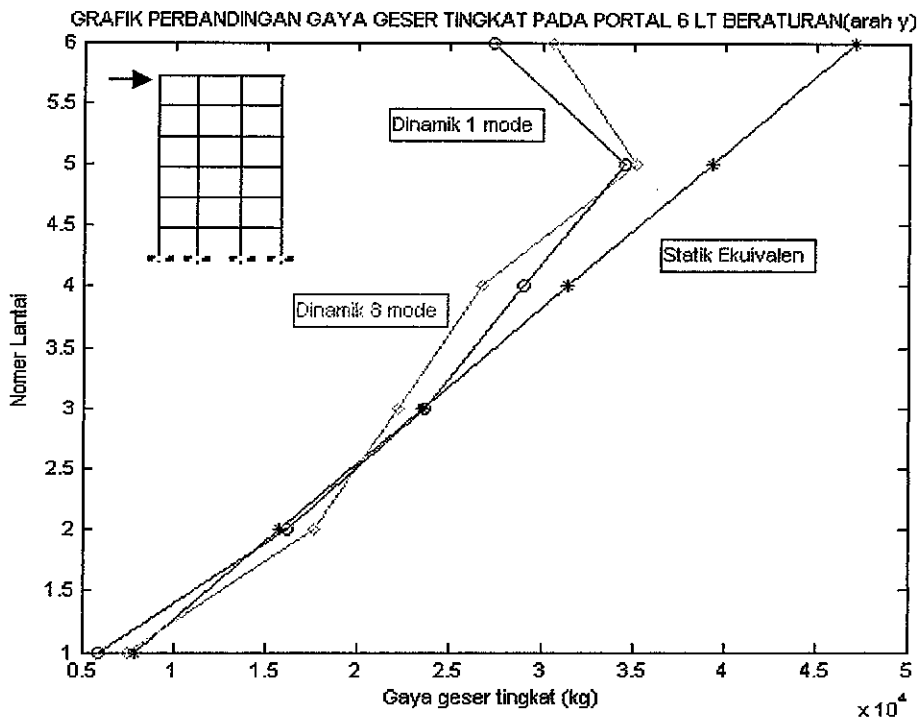
Gambar 4.6 Grafik perbandingan deformasi pada portal 6 lt beraturan (arah x)



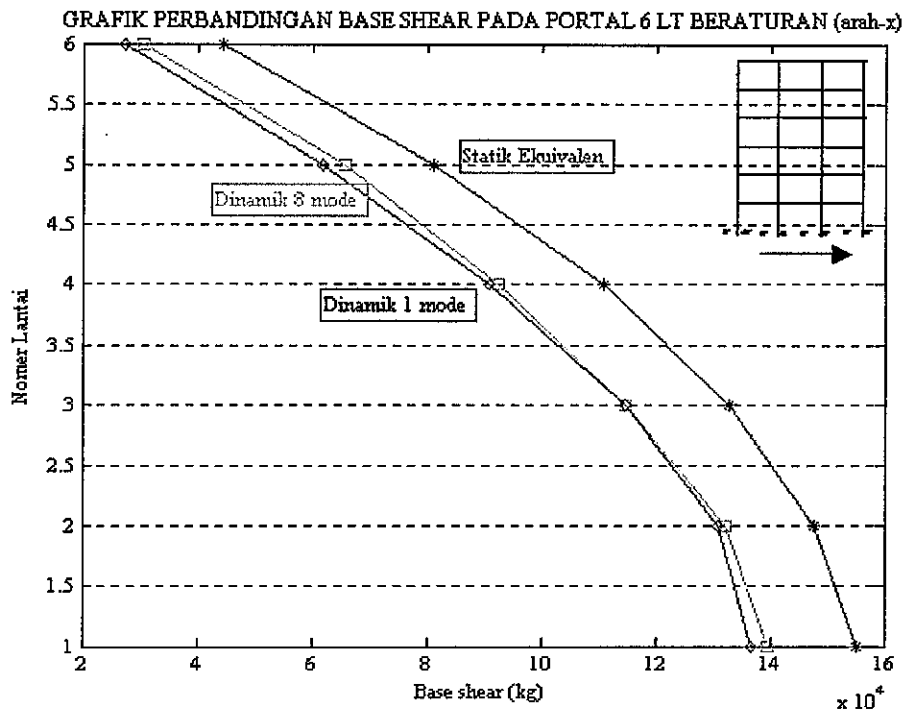
Gambar 4.7 Grafik perbandingan deformasi pada portal 6 lt beraturan (arah y)



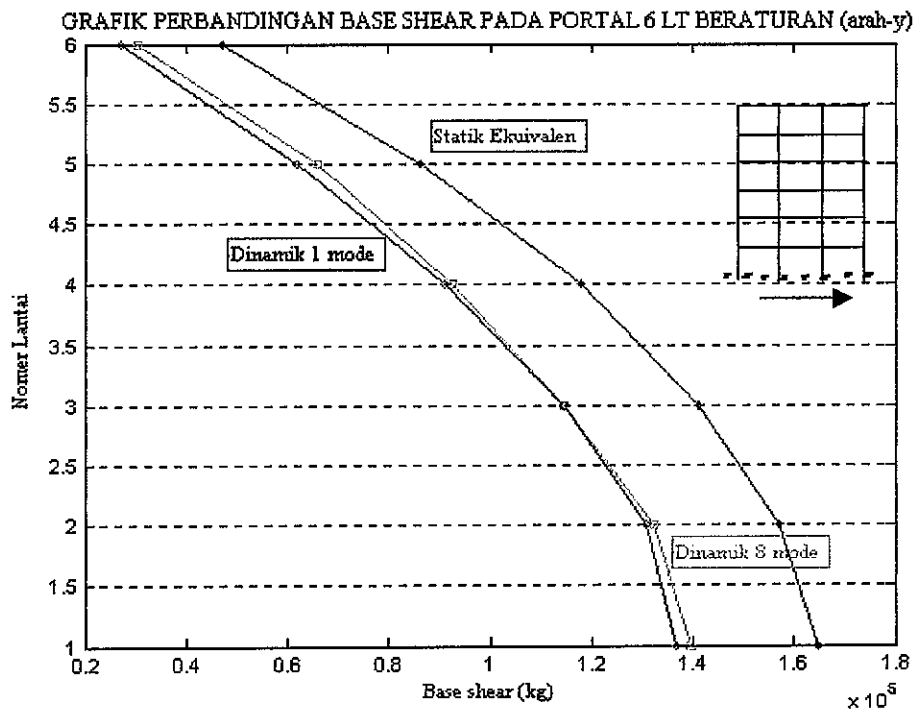
Gambar 4.8 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 6 lt beraturan (arah-x)



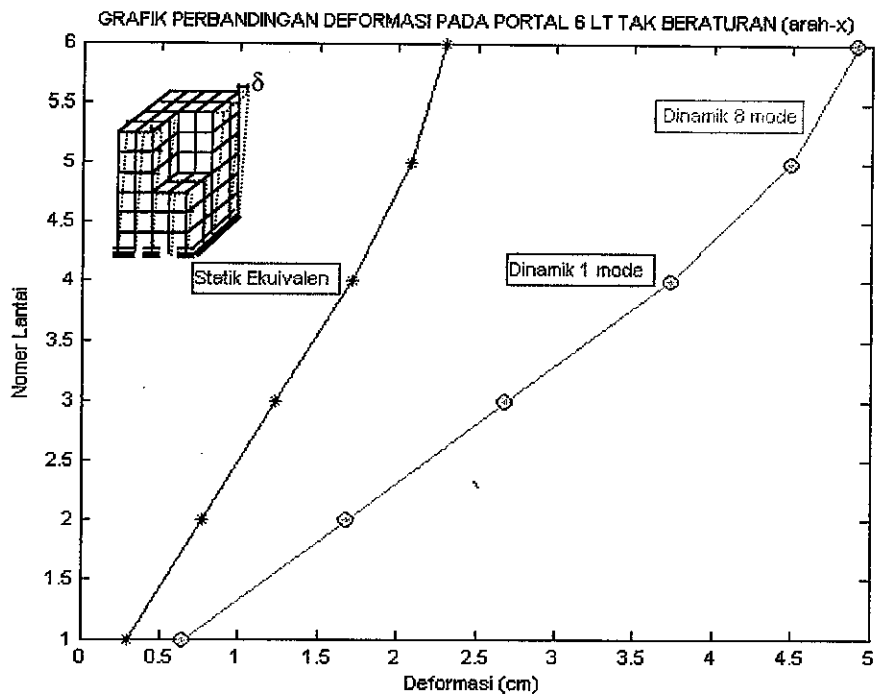
Gambar 4.9 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 6 lt beraturan (arah-y)



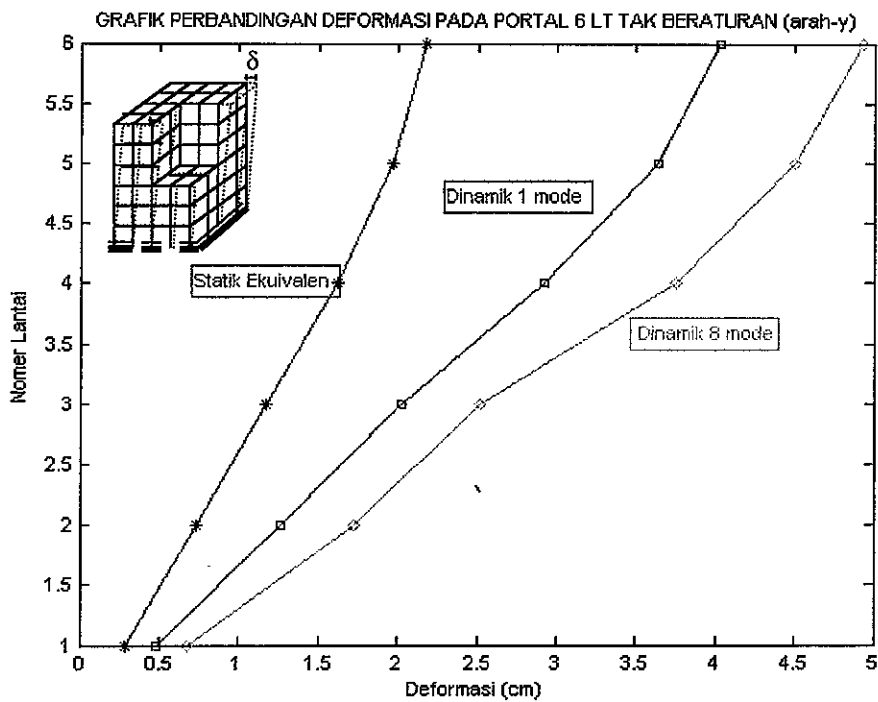
Gambar 4.10 Grafik perbandingan base shear pada portal 6 lt beraturan (arah-x)



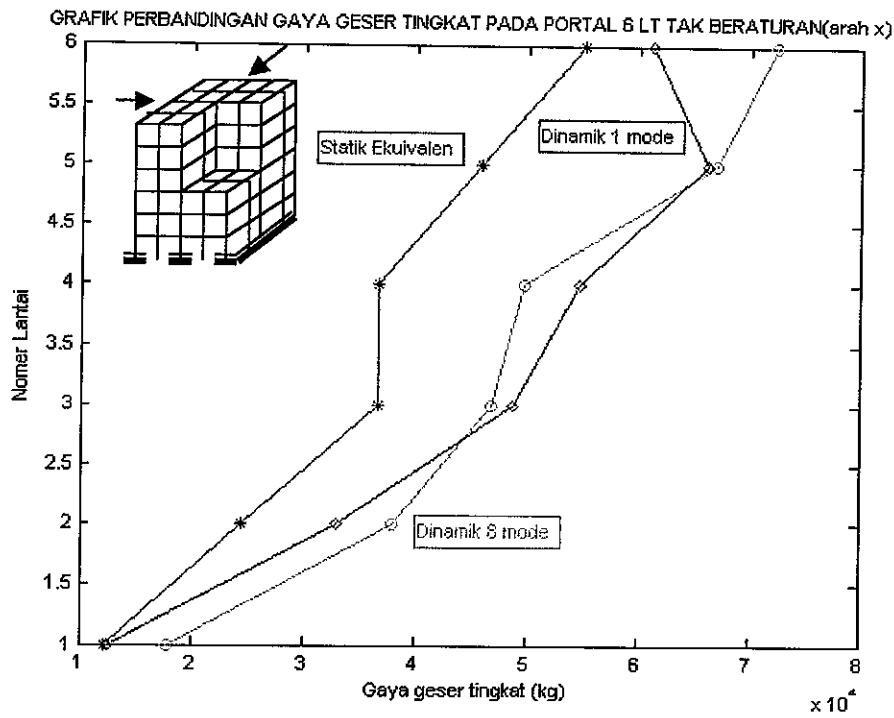
Gambar 4.11 Grafik perbandingan base shear pada portal 6 lt beraturan (arah-y)



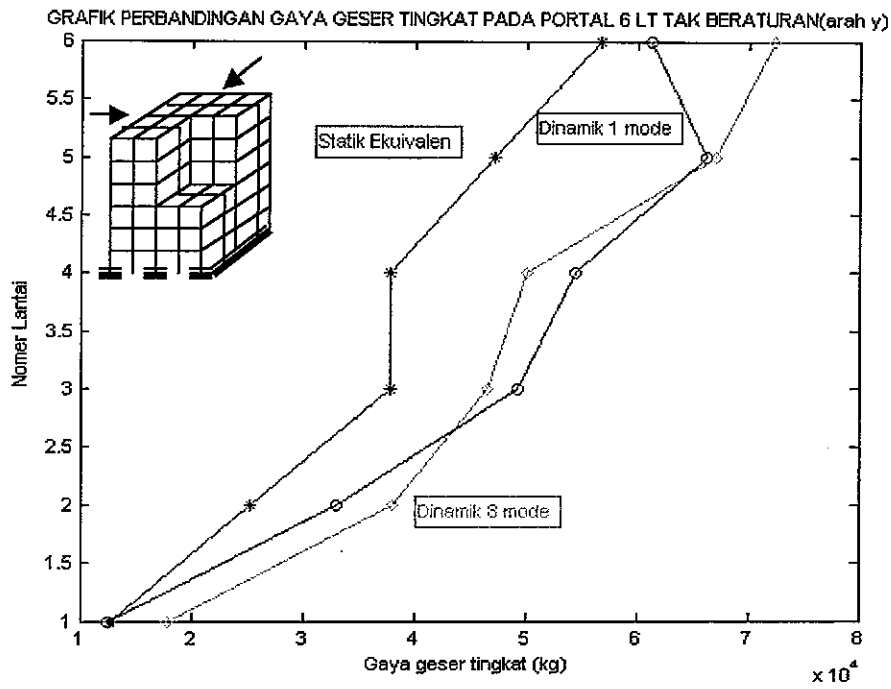
Gambar 4.12 Grafik perbandingan deformasi pada portal 6 Lt tak beraturan dalam hal denah struktur (arah- x)



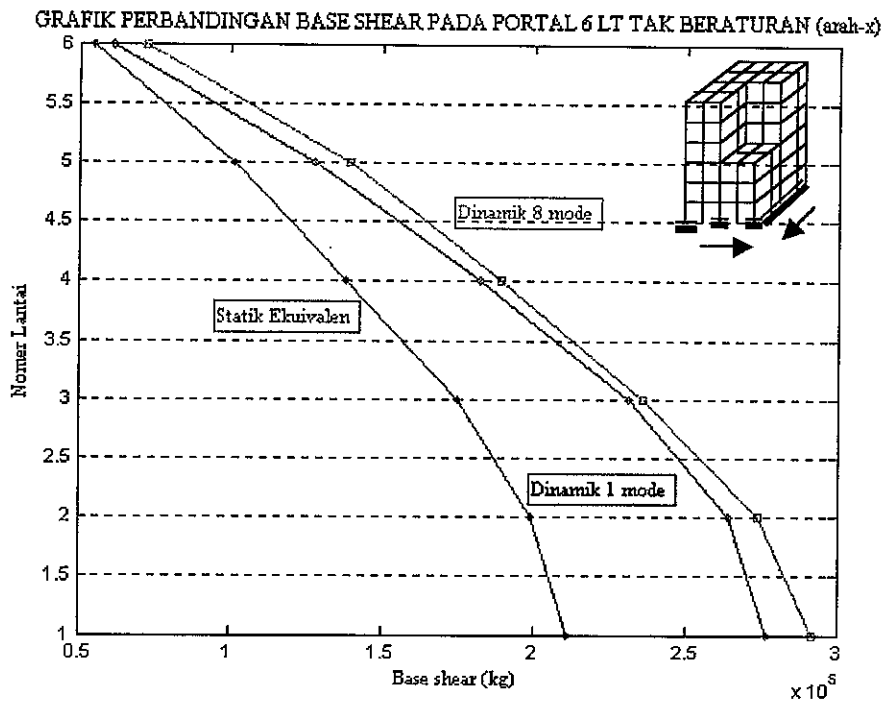
Gambar 4.13 Grafik perbandingan deformasi pada portal 6 Lt tak beraturan dalam hal denah struktur (arah- y)



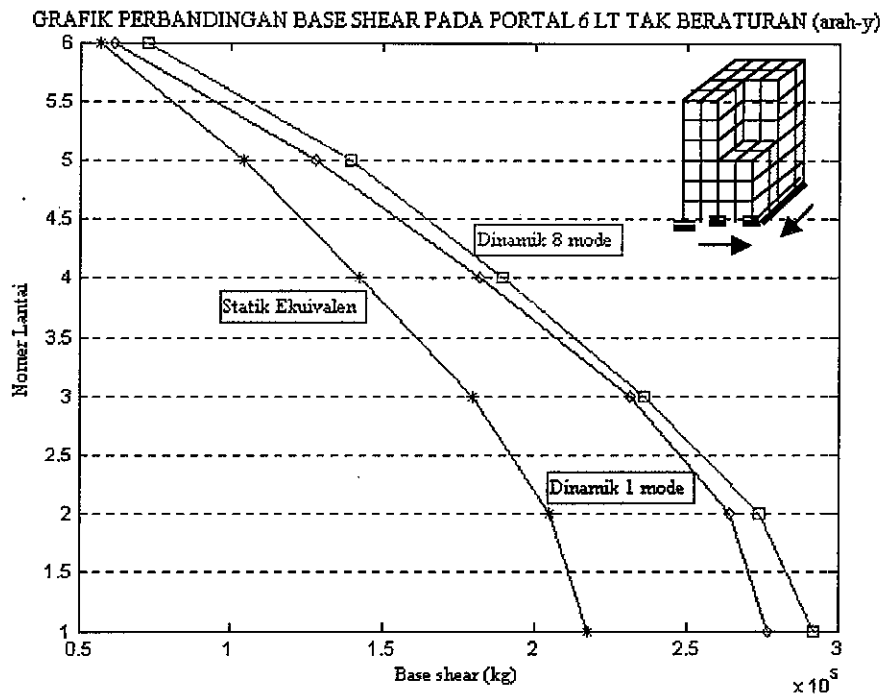
Gambar 4.14 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 6 lt tak beraturan dalam hal denah struktur (arah-x)



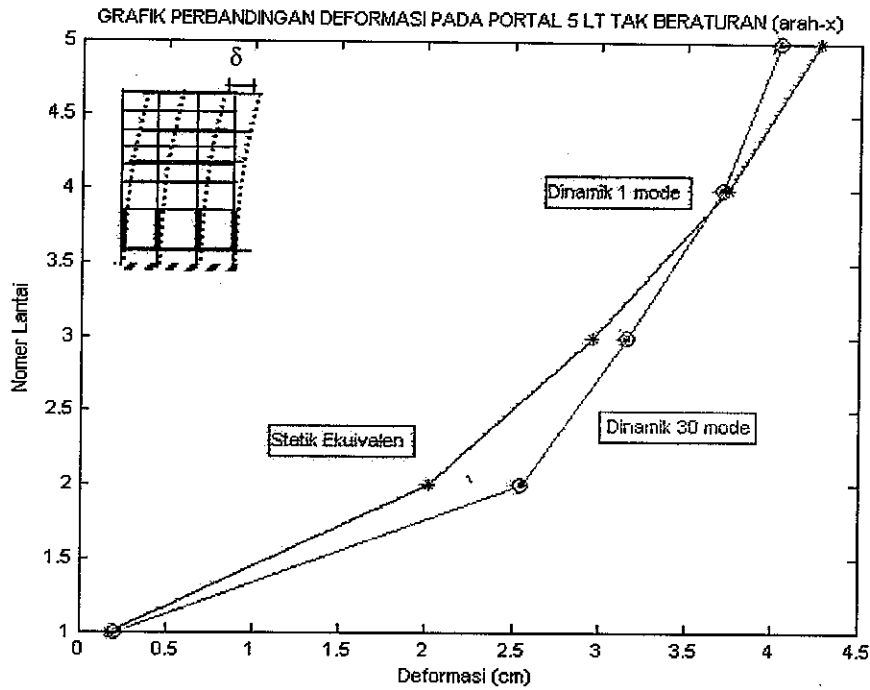
Gambar 4.15 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 6 lt tak beraturan dalam hal denah struktur (arah-y)



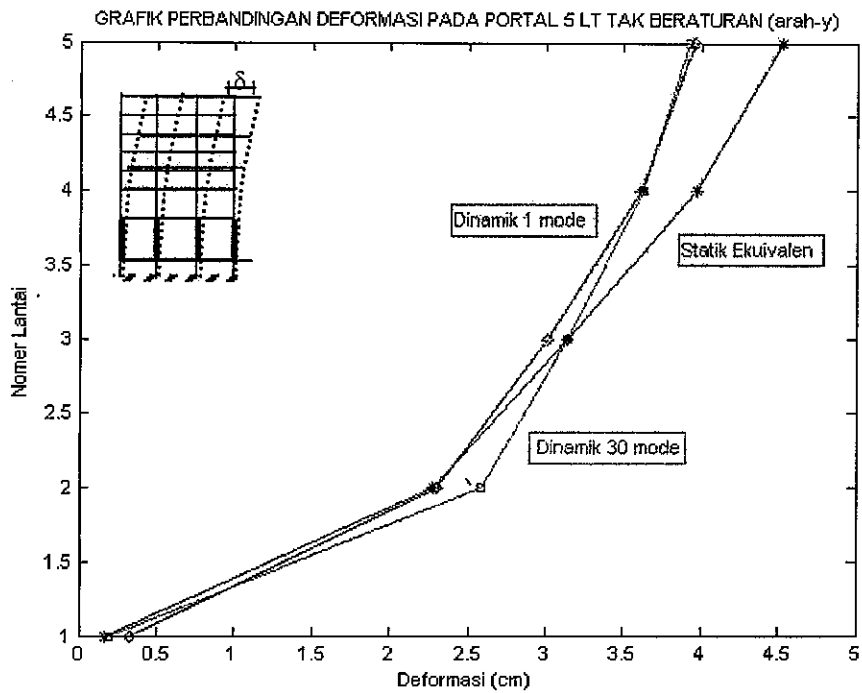
Gambar 4.16 Grafik perbandingan base shear pada portal 6 lantai tak beraturan dalam hal denah struktur bangunan (arah-x)



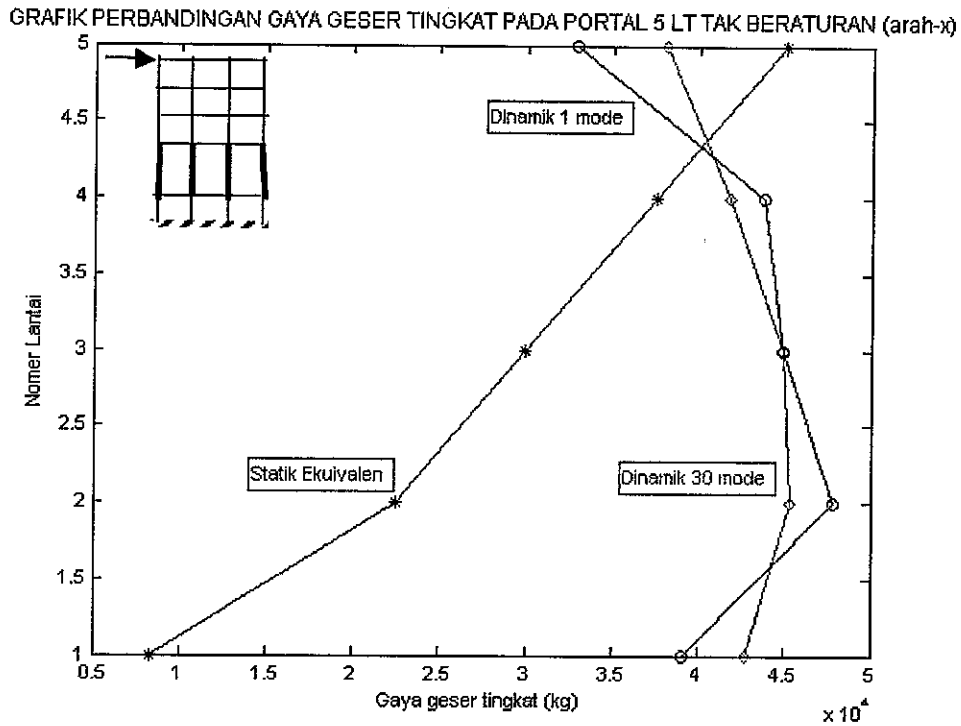
Gambar 4.17 Grafik perbandingan base shear pada portal 6 lantai tak beraturan dalam hal denah struktur bangunan (arah-y)



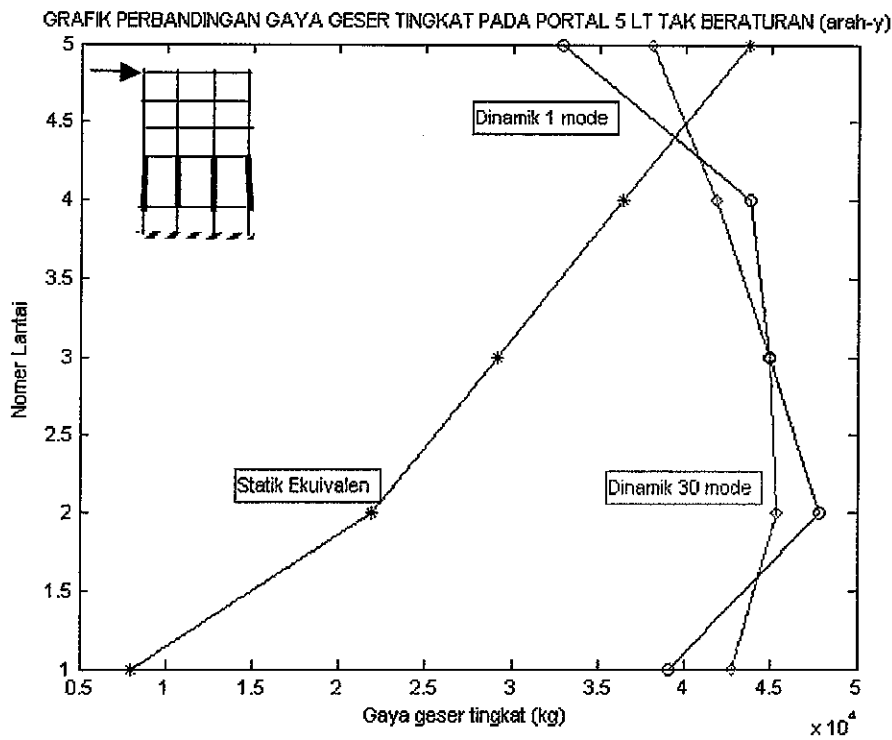
Gambar 4.18 Grafik perbandingan deformasi pada portal 5 lt tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-x)



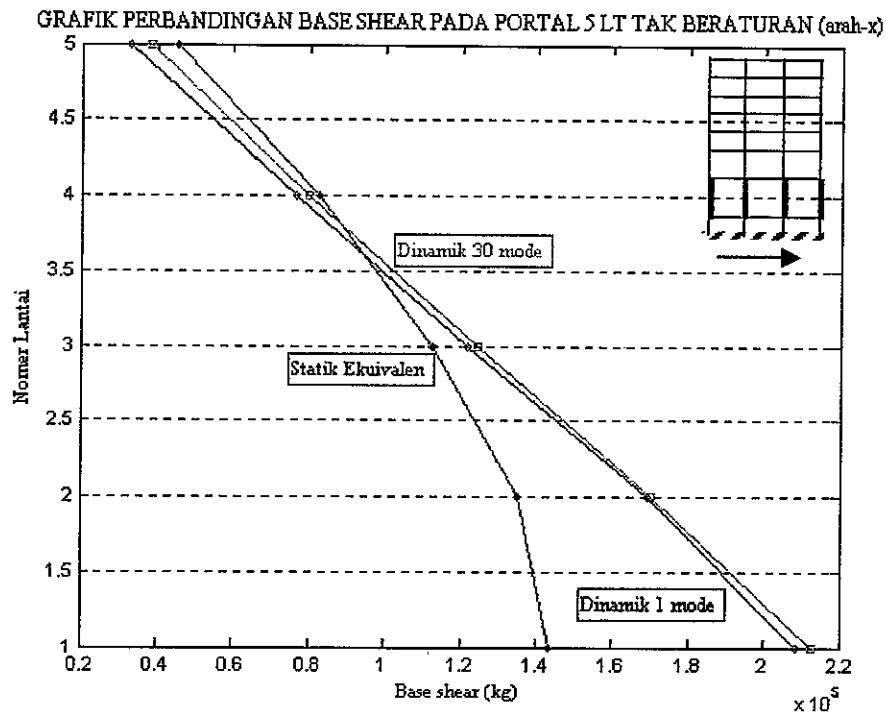
Gambar 4.19 Grafik perbandingan deformasi pada portal 5 lt tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-y)



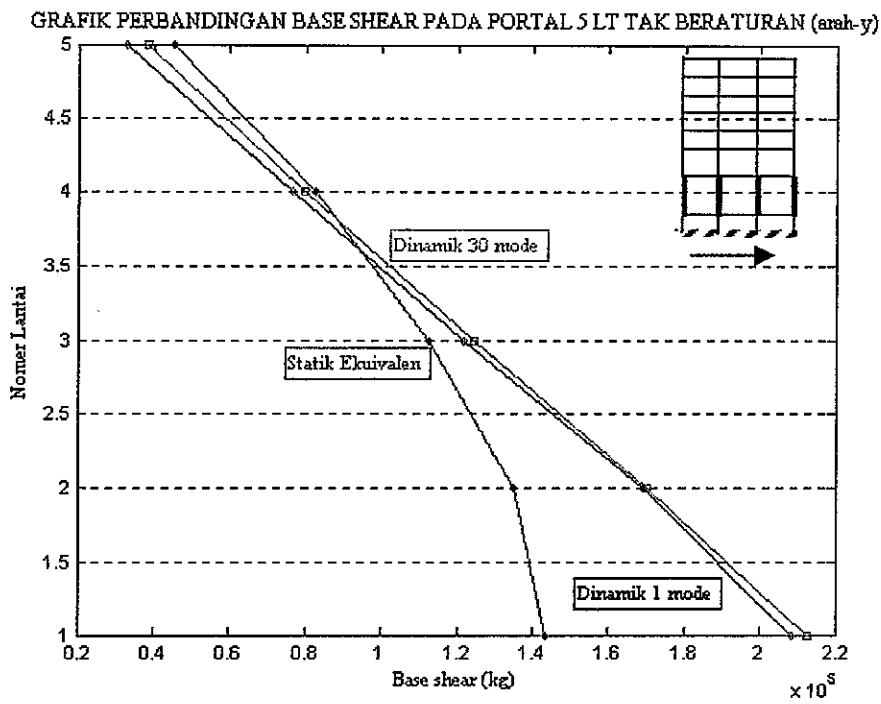
Gambar 4.20 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 5 lt tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-x)



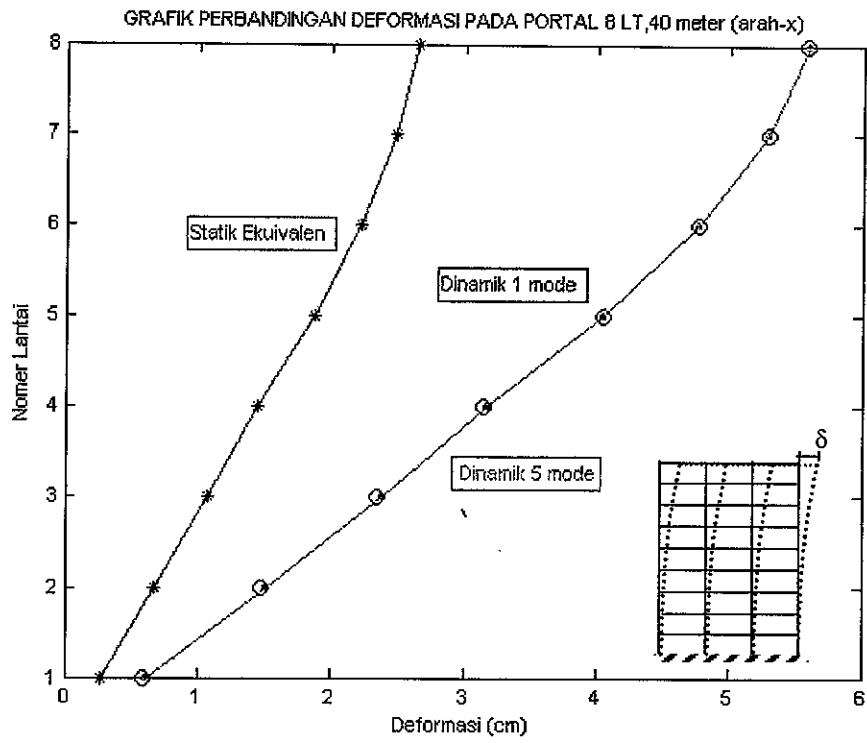
Gambar 4.21 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 5 lt tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-y)



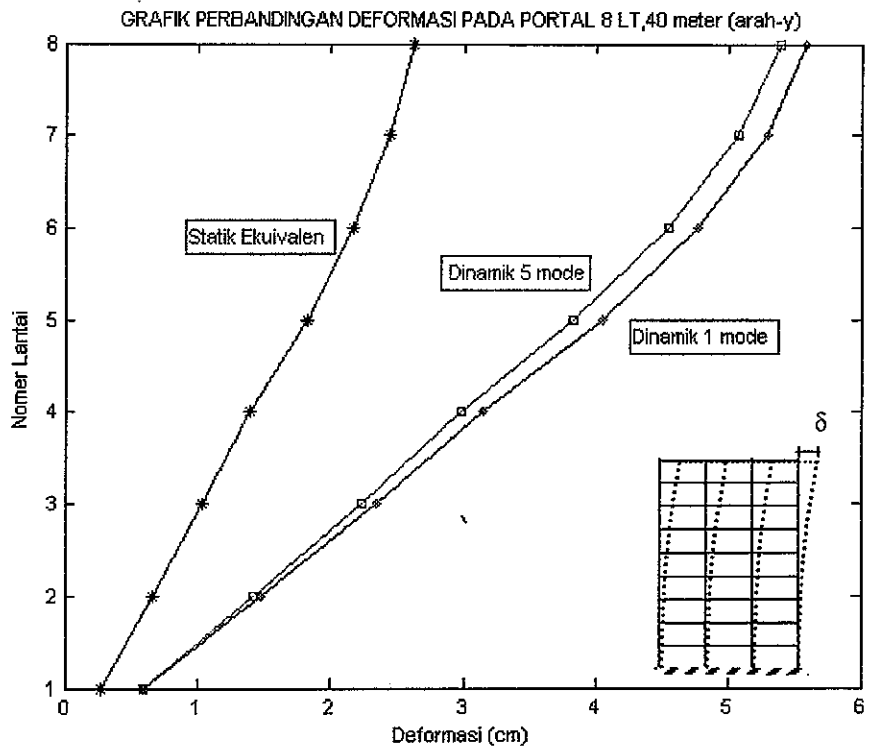
Gambar 4.22 Grafik perbandingan base shear pada portal 5 lt tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-x)



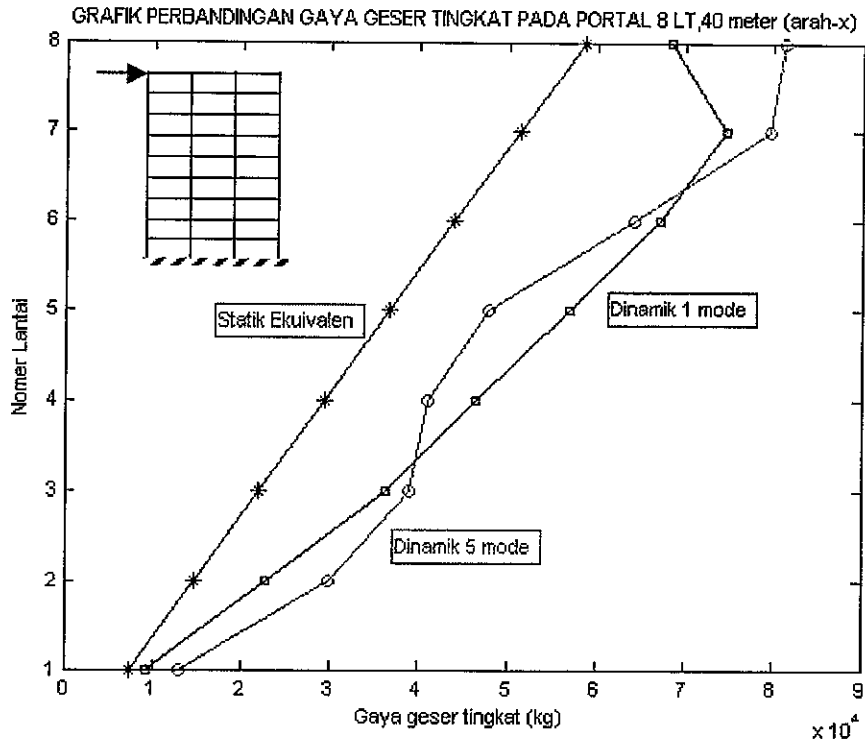
Gambar 4.23 Grafik perbandingan base shear pada portal 5 lantai tak beraturan dalam hal kekakuan (arah-y)



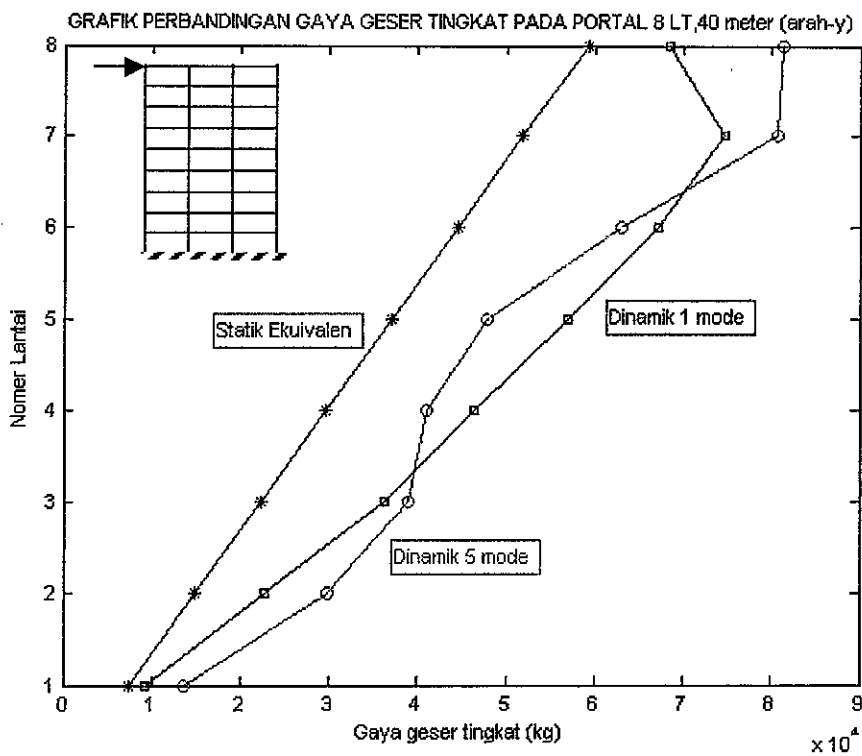
Gambar 4.24 Grafik perbandingan deformasi pada portal 8 lt, 40 meter (arah-x)



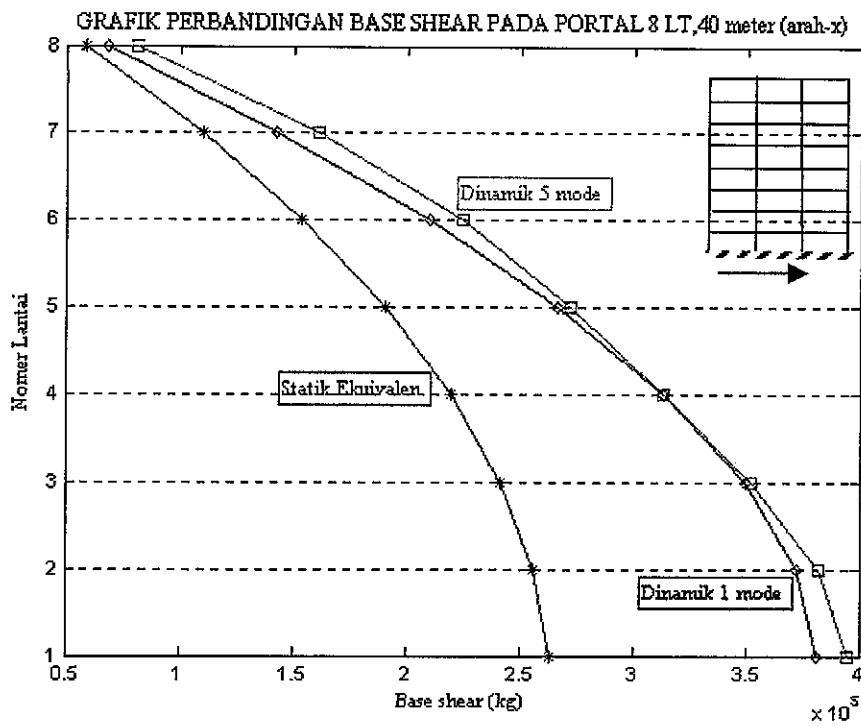
Gambar 4.25 Grafik perbandingan deformasi pada portal 8 lt, 40 meter (arah-y)



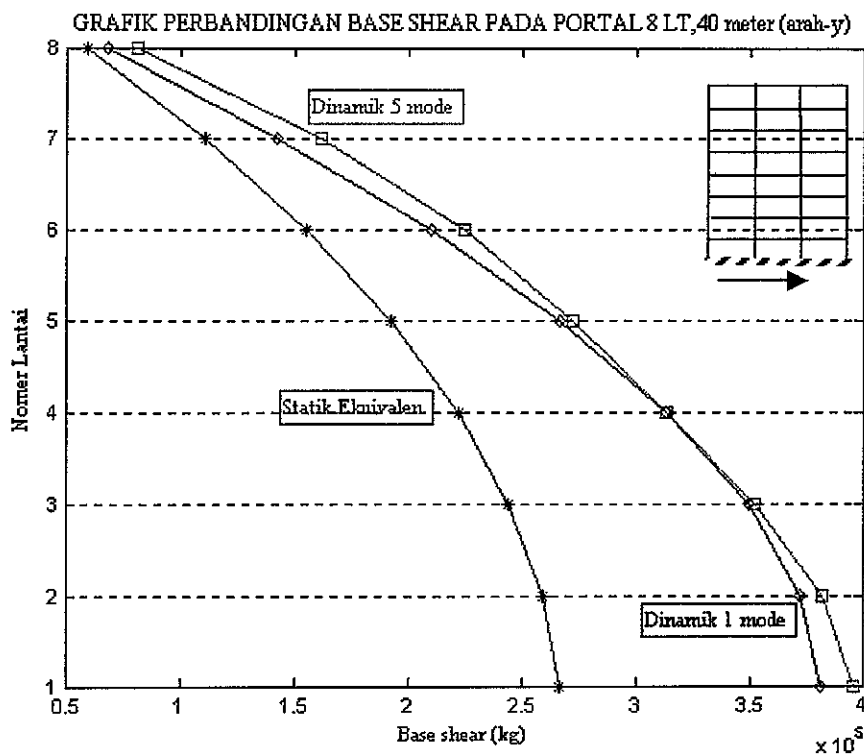
Gambar 4.26 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 8 lt, 40 meter (arah-x)



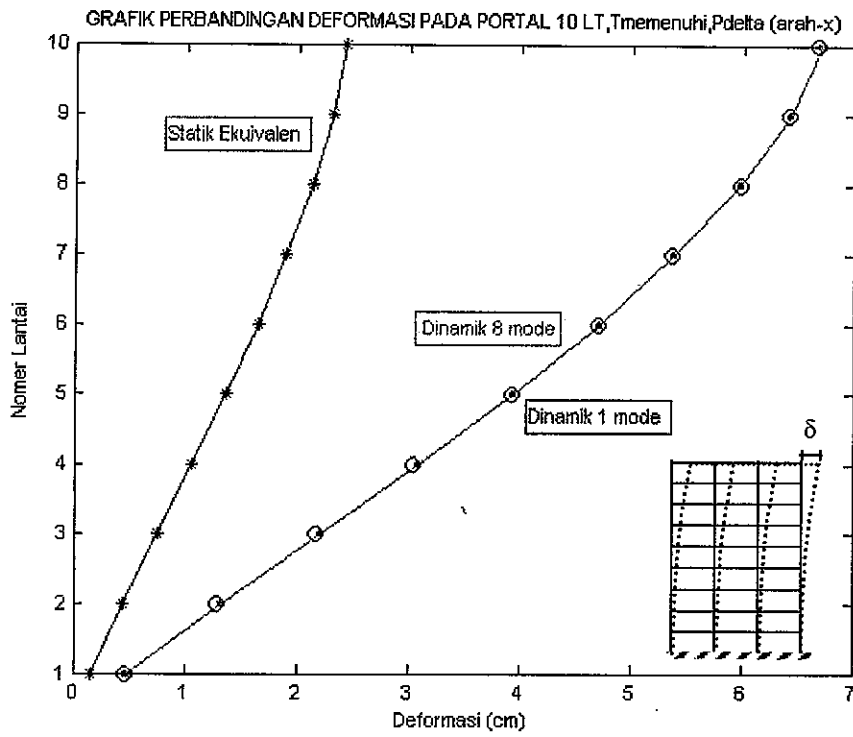
Gambar 4.27 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 8 lt, 40 meter (arah-y)



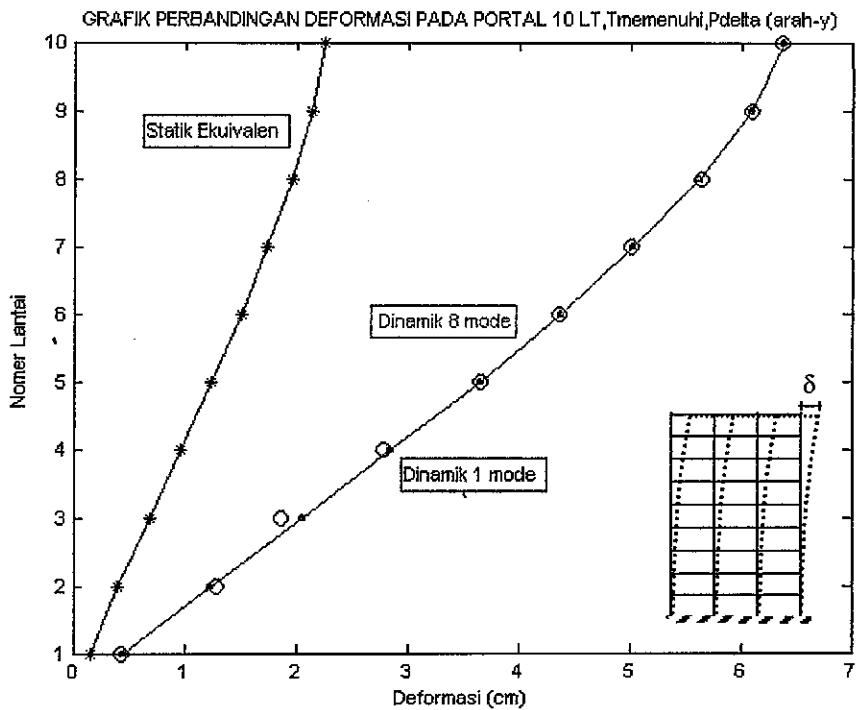
Gambar 4.28 Grafik perbandingan base shear pada portal 8 lantai, 40 meter (arah-x)



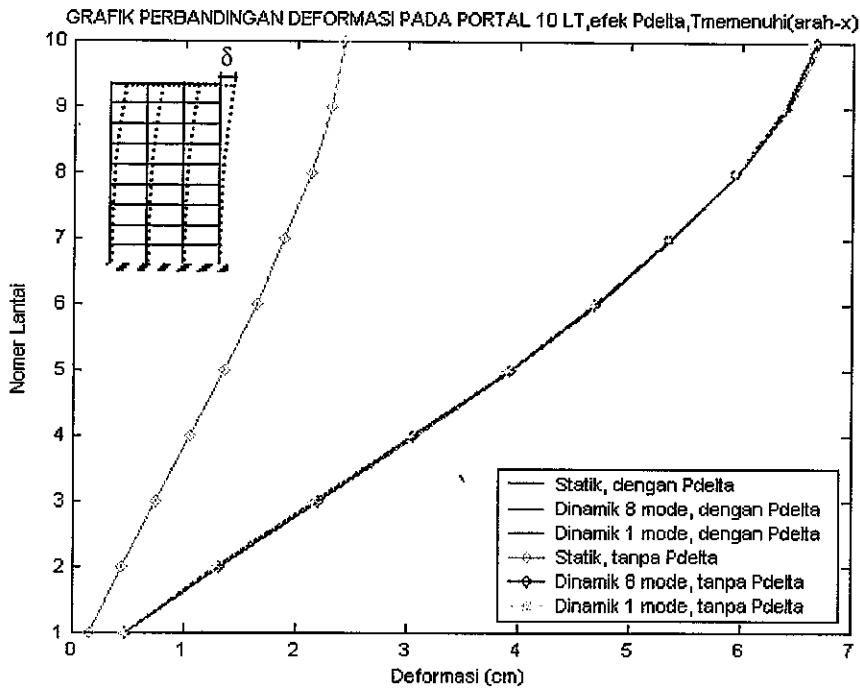
Gambar 4.29 Grafik perbandingan base shear pada portal 8 lantai, 40 meter (arah-y)



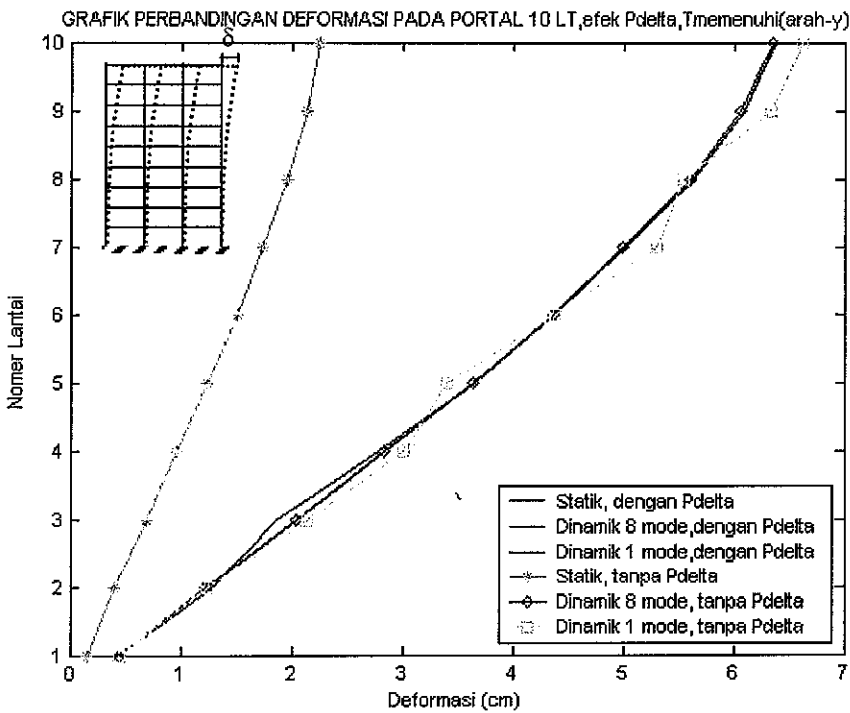
Gambar 4.30 Grafik perbandingan deformasi pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi syarat (arah-x)



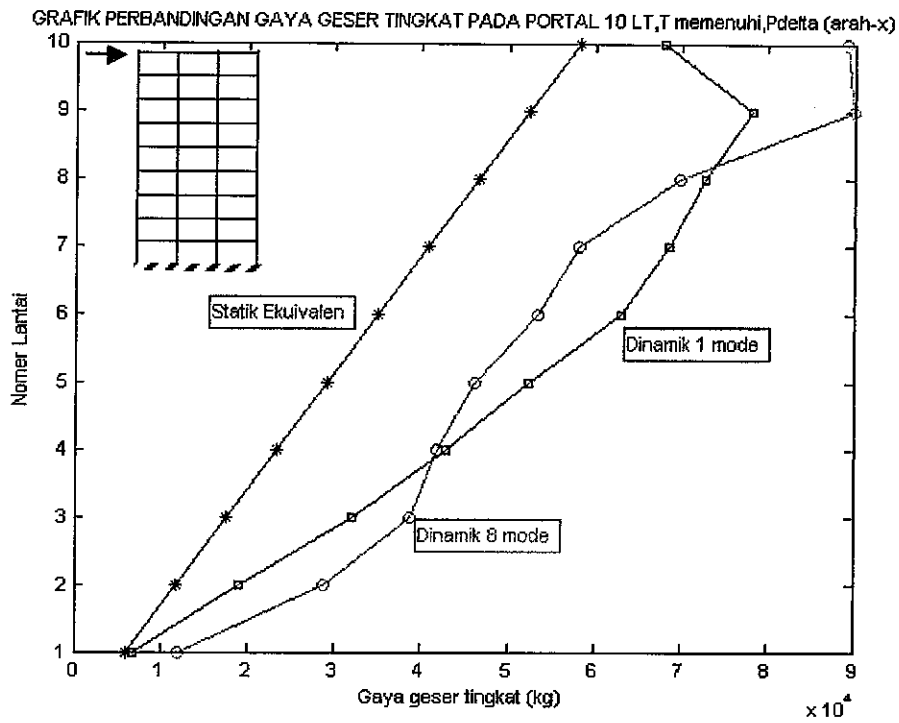
Gambar 4.31 Grafik perbandingan deformasi pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi syarat (arah-y)



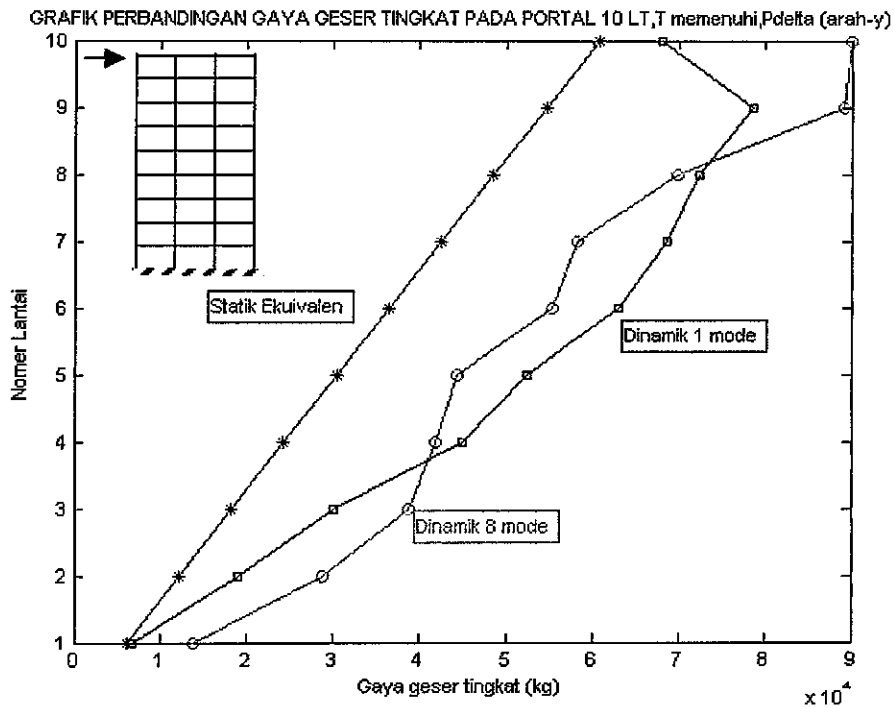
Gambar 4.32 Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi syarat (arah-x)



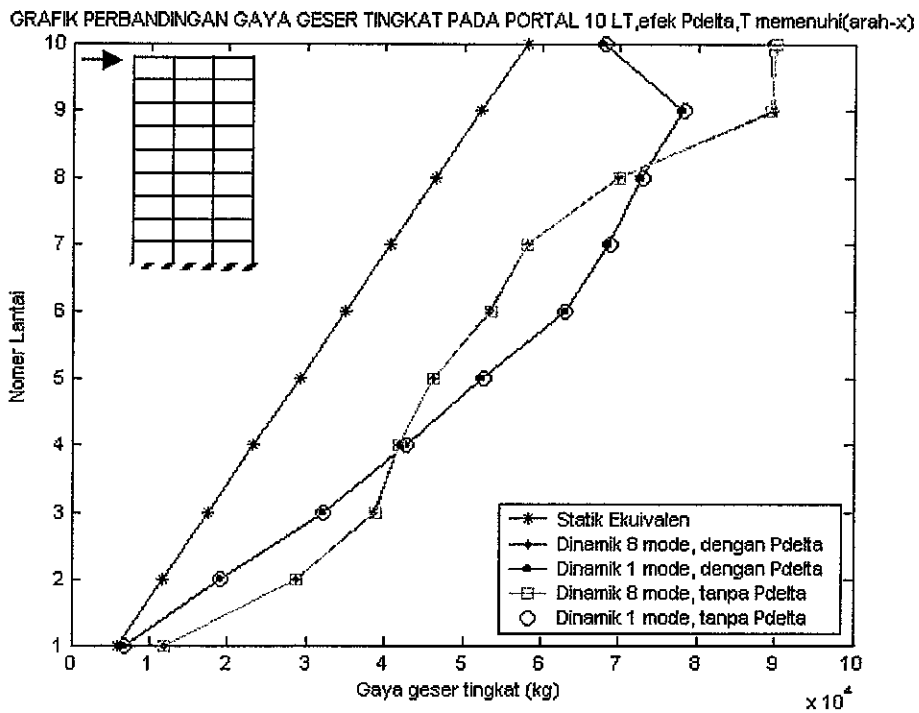
Gambar 4.33 Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi syarat (arah-y)



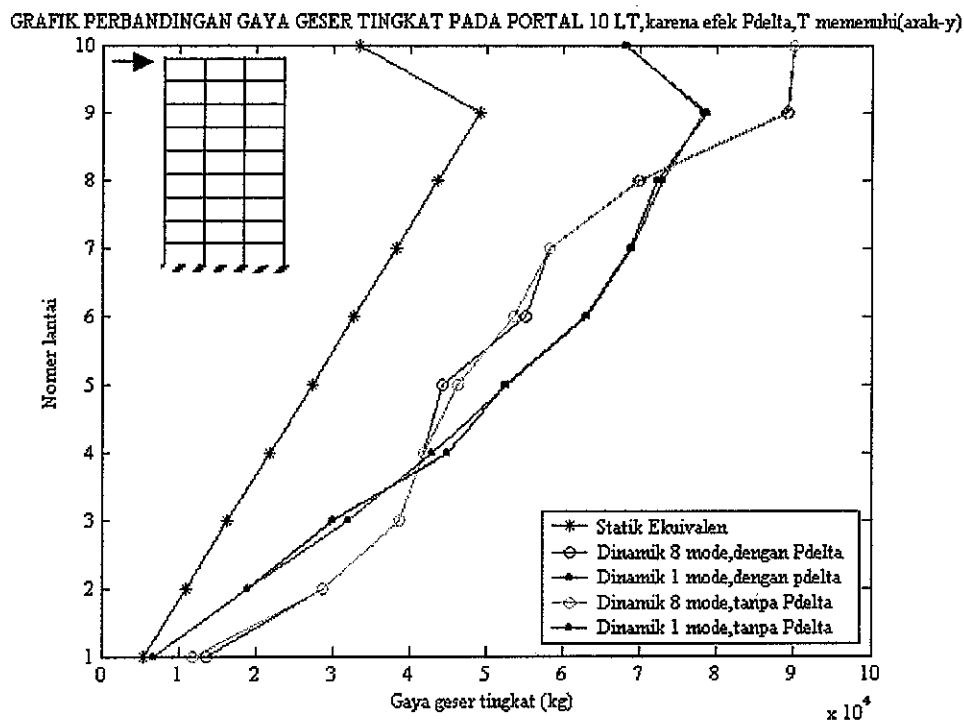
Gambar 4.34 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-x)



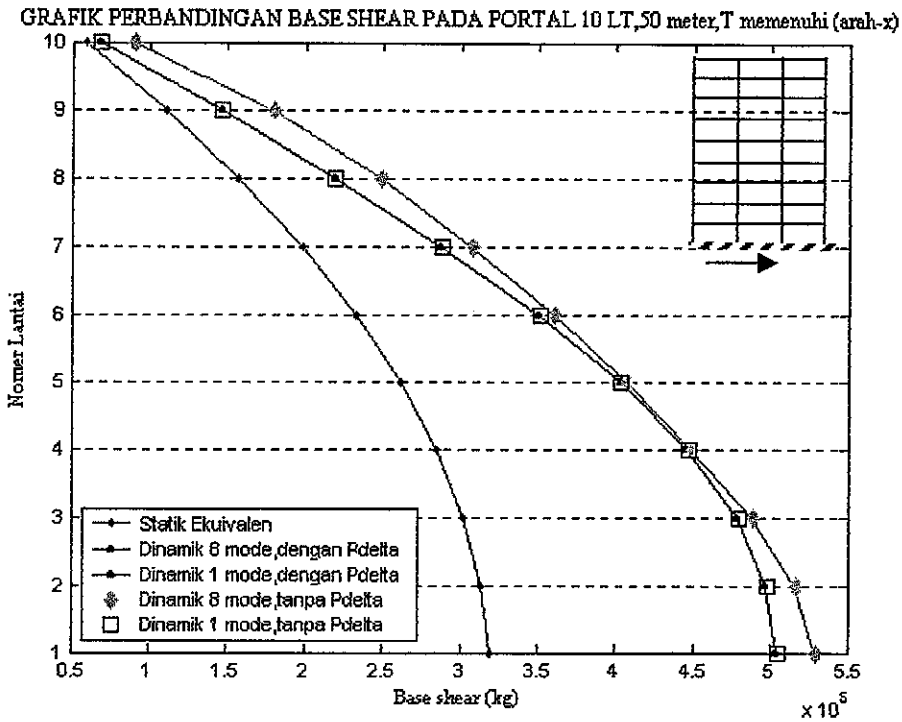
Gambar 4.35 Grafik perbandingan gaya geser tingkat pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-y)



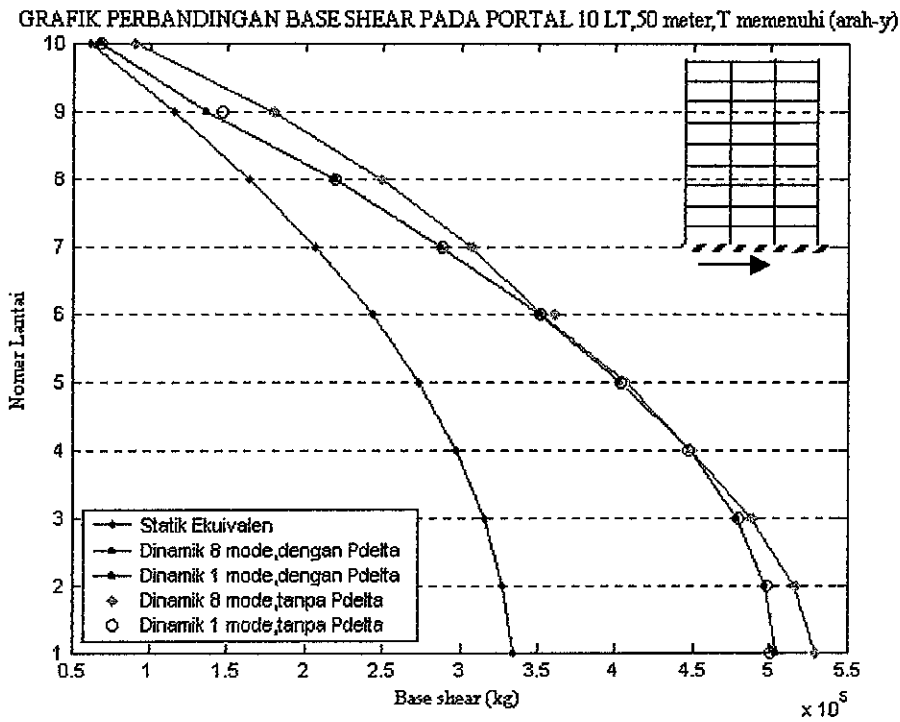
Gambar 4.36 Grafik perbandingan gaya geser tingkat karena pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-x)



Gambar 4.37 Grafik perbandingan gaya geser tingkat karena pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-y)

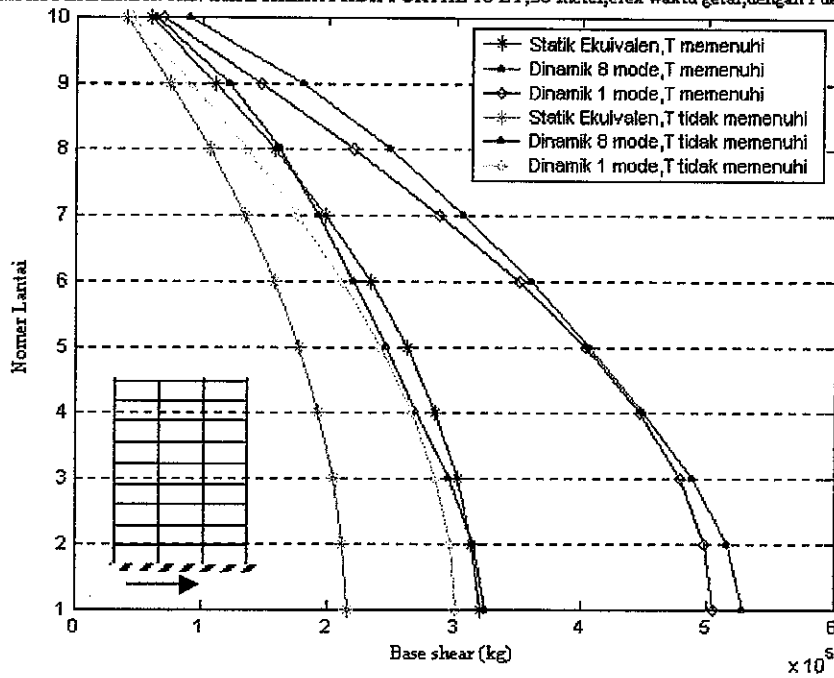


Gambar 4.38 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar memenuhi syarat (arah-x)



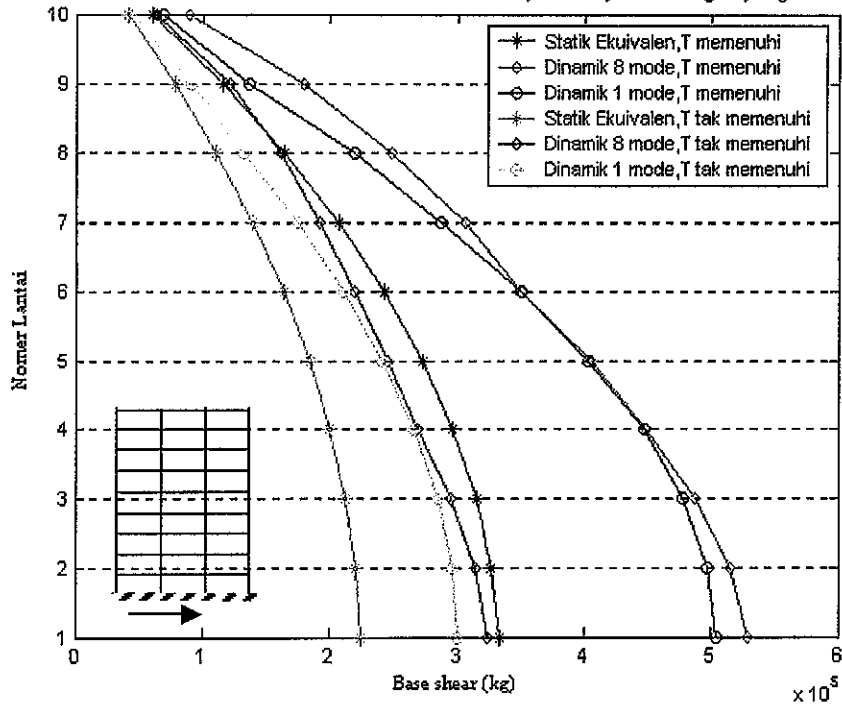
Gambar 4.39 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar memenuhi syarat (arah-y)

GRAFIK PERBANDINGAN BASE SHEAR PADA PORTAL 10 LT, 50 meter, efek waktu getar, dengan Pdelta (arah-x)

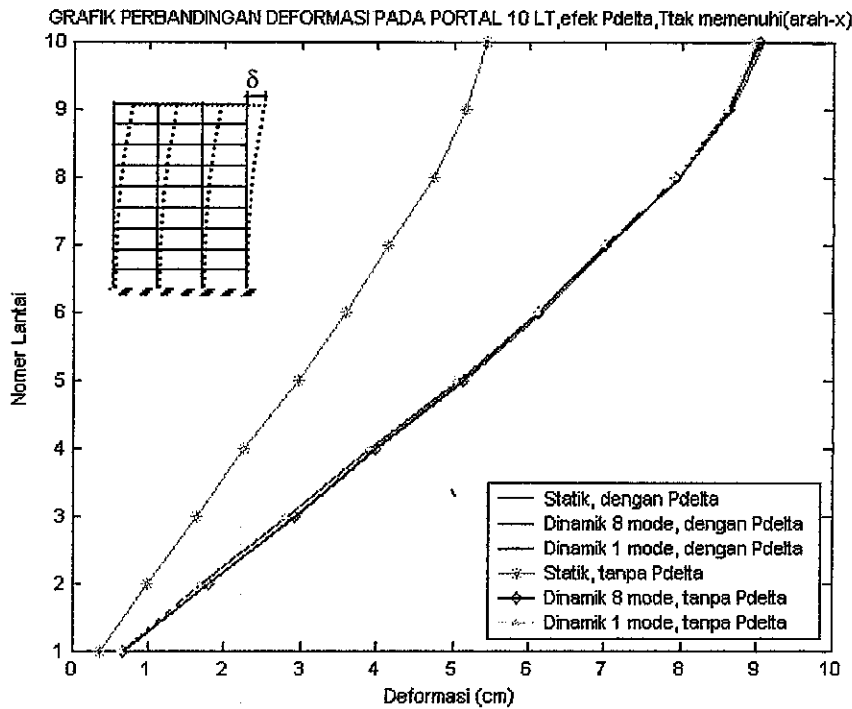


Gambar 4.40 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek waktu getar dengan memperhitungkan Pdelta (arah-x)

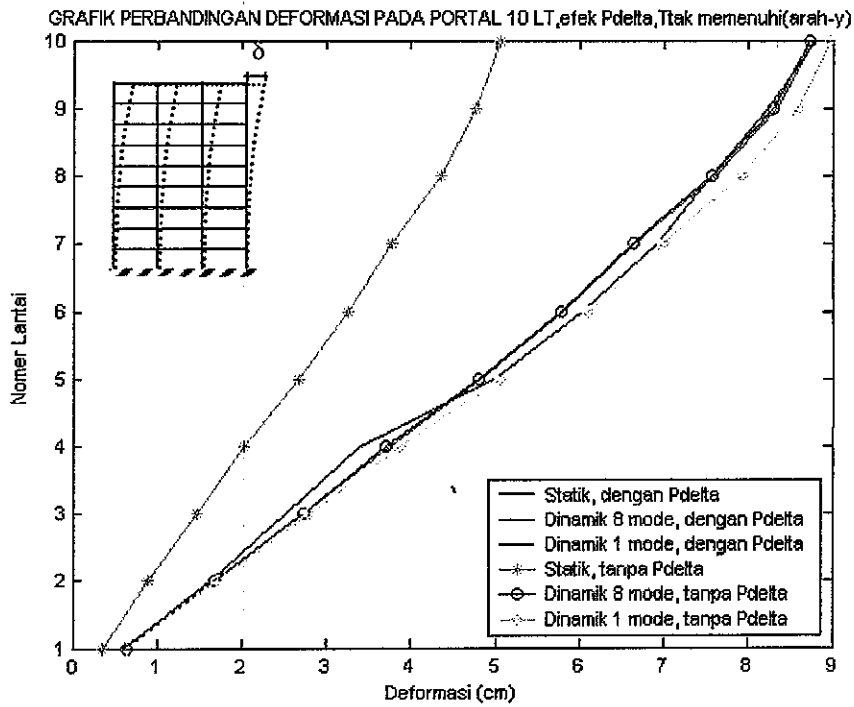
GRAFIK PERBANDINGAN BASE SHEAR PADA PORTAL 10 LT, 50 meter, efek waktu getar, dengan Pdelta (arah-y)



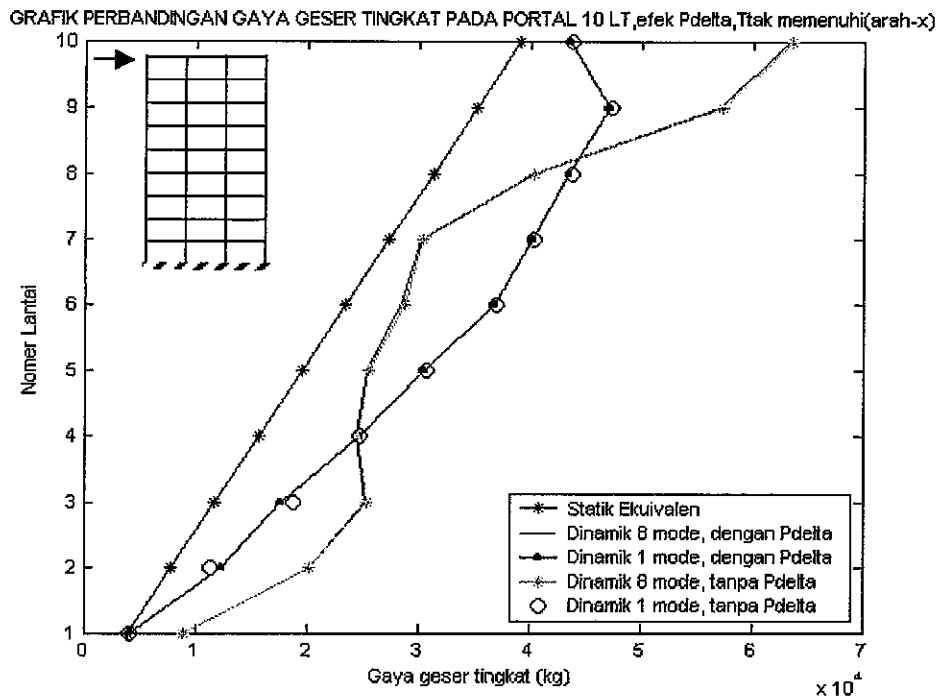
Gambar 4.41 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek waktu getar dengan memperhitungkan Pdelta (arah-y)



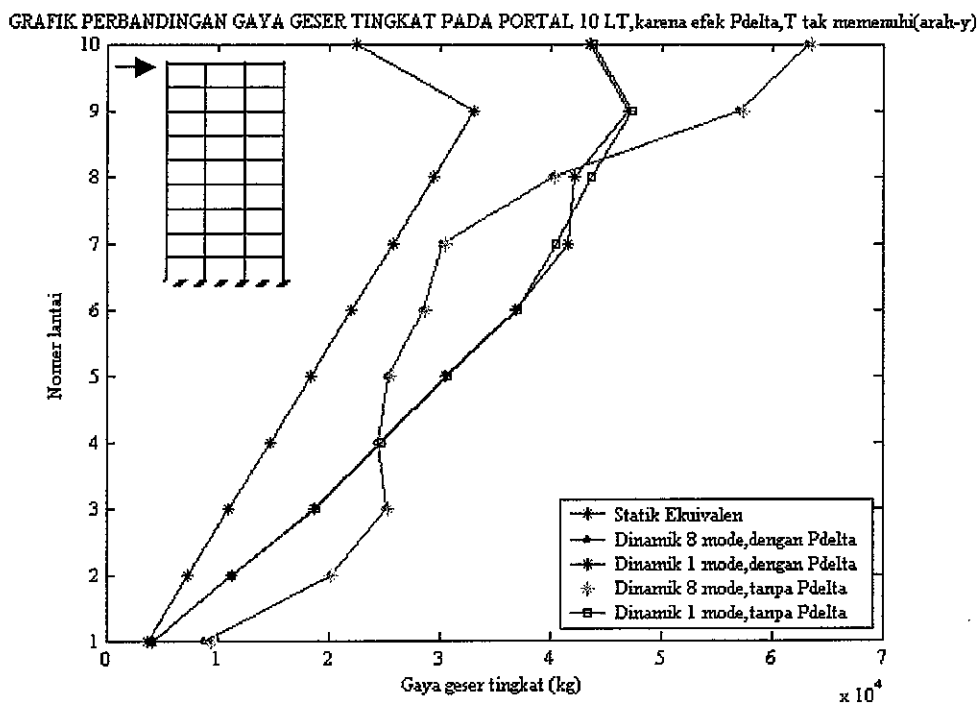
Gambar 4.42 Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar memenuhi yang tidak memenuhi syarat (arah-x)



Gambar 4.43 Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang tidak memenuhi memenuhi syarat (arah-y)

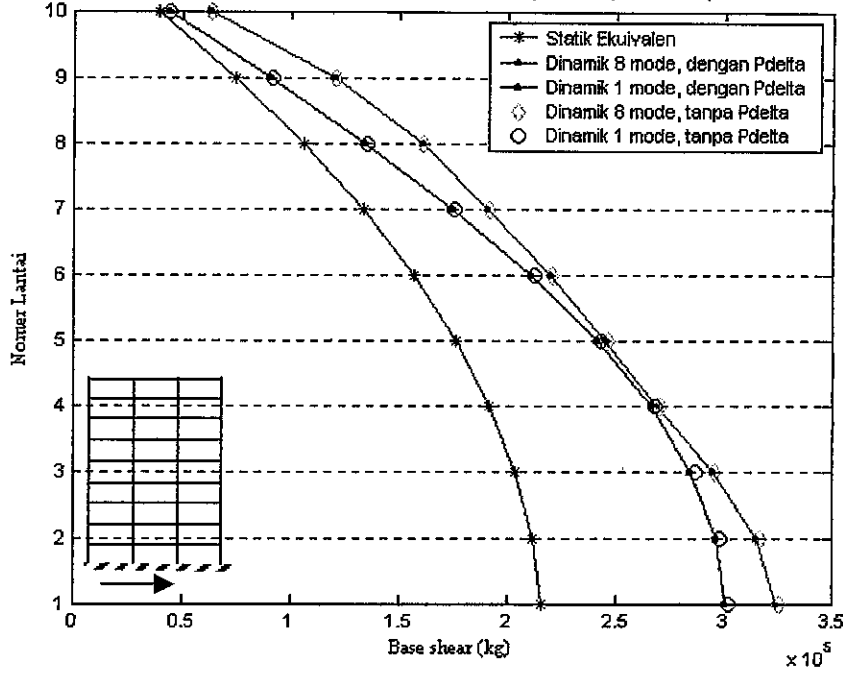


Gambar 4.44 Grafik perbandingan gaya geser tingkat karena pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang tidak memenuhi syarat (arah-x)



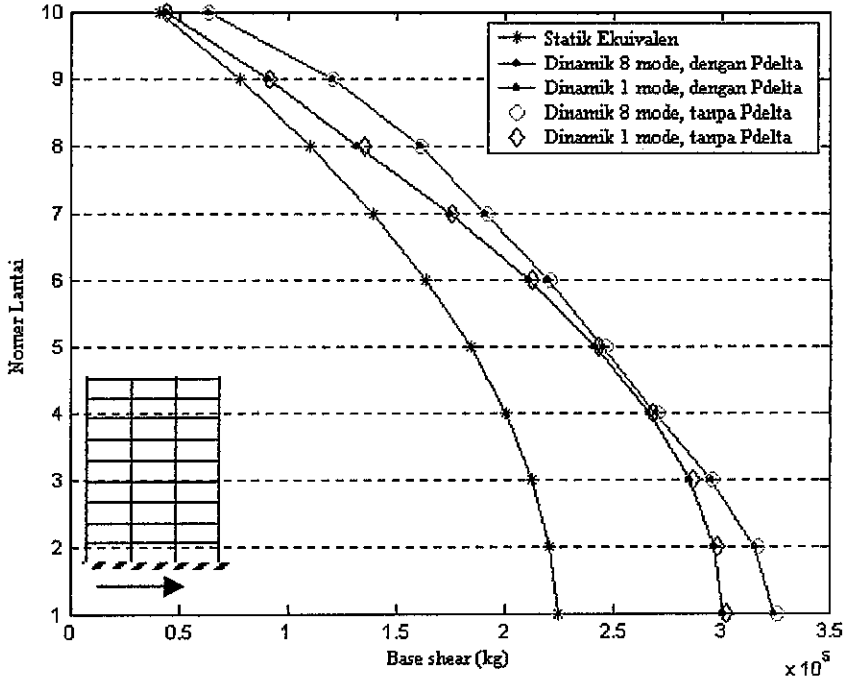
Gambar 4.45 Grafik perbandingan gaya geser tingkat karena pengaruh Pdelta pada portal 10 lantai untuk waktu getar yang tidak memenuhi syarat (arah-y)

GRAFIK PERBANDINGAN BASE SHEAR PADA PORTAL 10 LT, 50 meter, efek Pdelta, T tak memenuhi (arah-x)

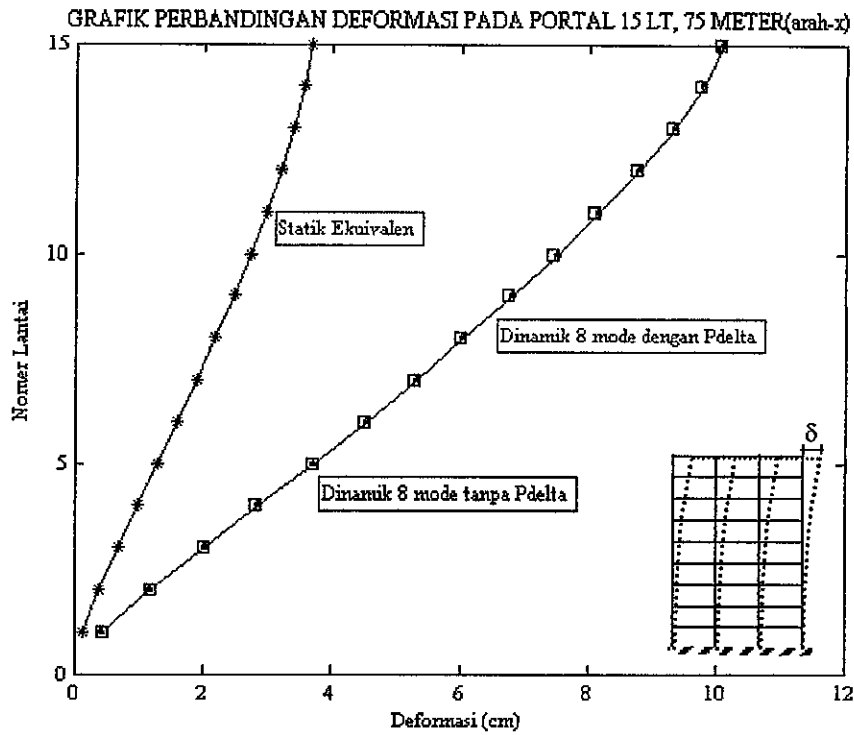


Gambar 4.46 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar tidak memenuhi syarat (arah-x)

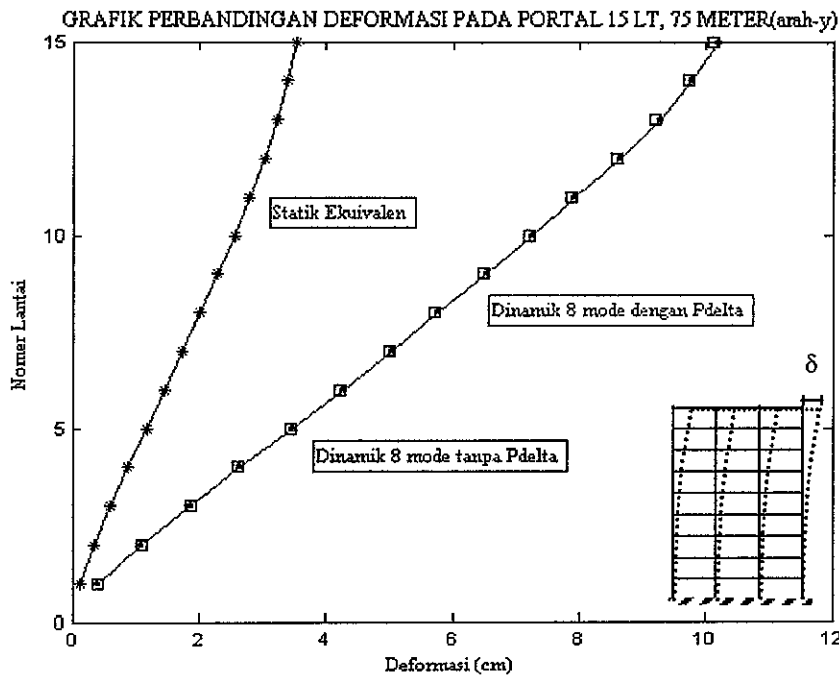
GRAFIK PERBANDINGAN BASE SHEAR PADA PORTAL 10 LT, 50 meter, efek Pdelta, T tak memenuhi (arah-y)



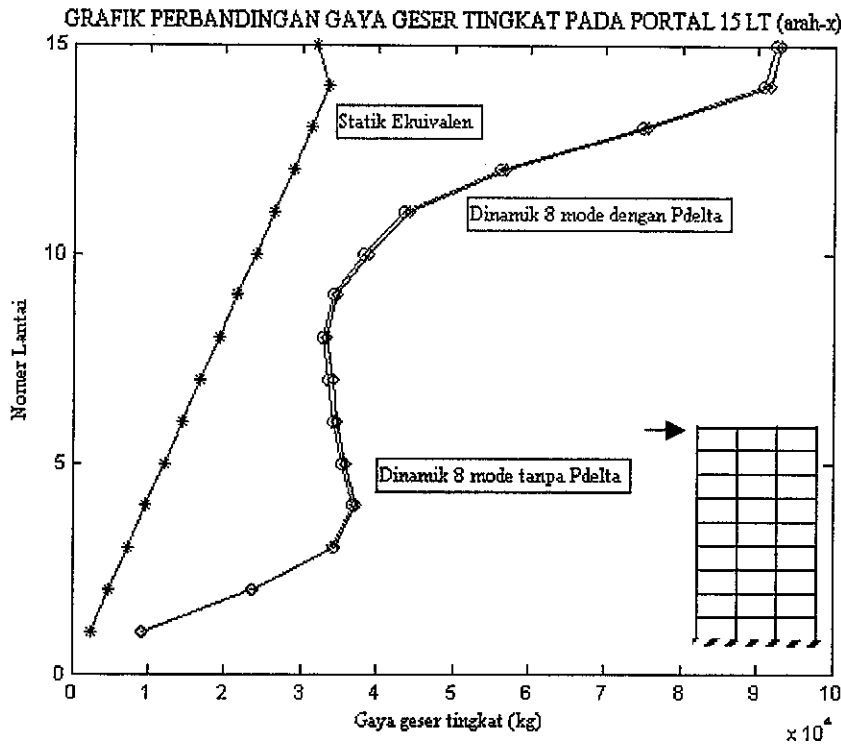
Gambar 4.47 Grafik perbandingan base shear pada portal 10 lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar tidak memenuhi syarat (arah-y)



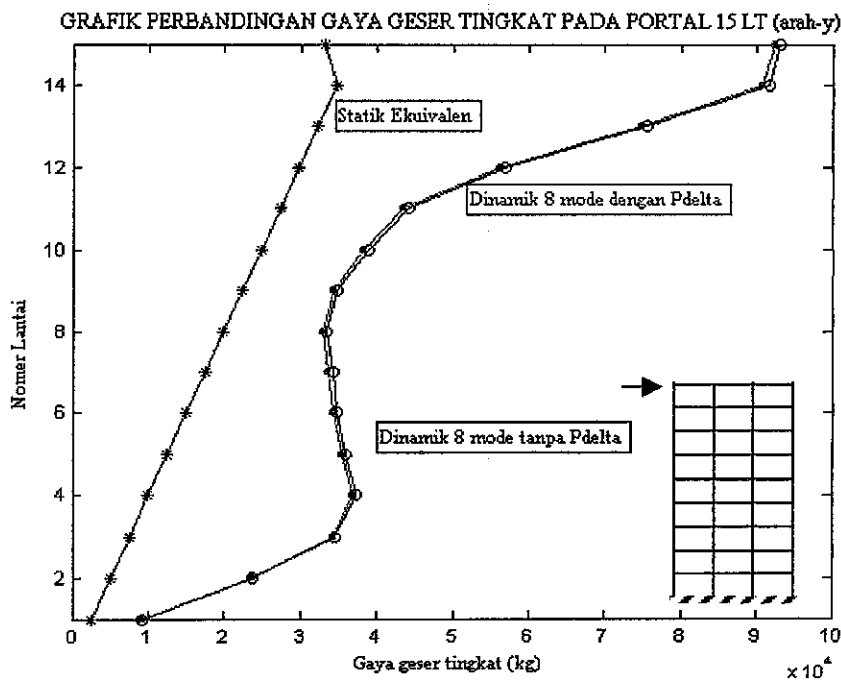
Gambar 4.48 Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 15 lantai untuk waktu getar memenuhi yang memenuhi syarat (arah-x)



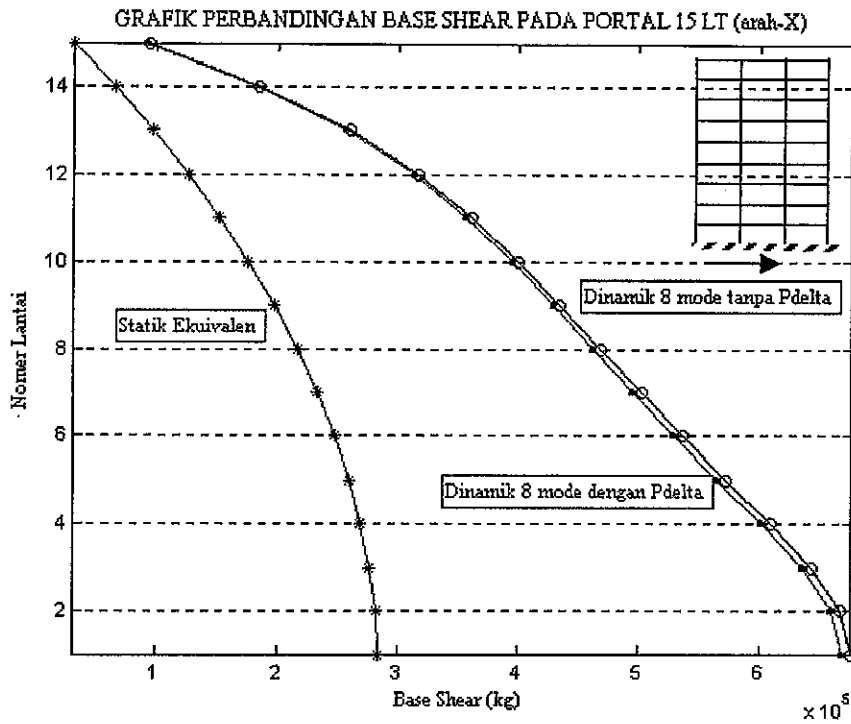
Gambar 4.49 Grafik perbandingan deformasi akibat pengaruh Pdelta pada portal 15 lantai untuk waktu getar memenuhi yang memenuhi syarat (arah-y)



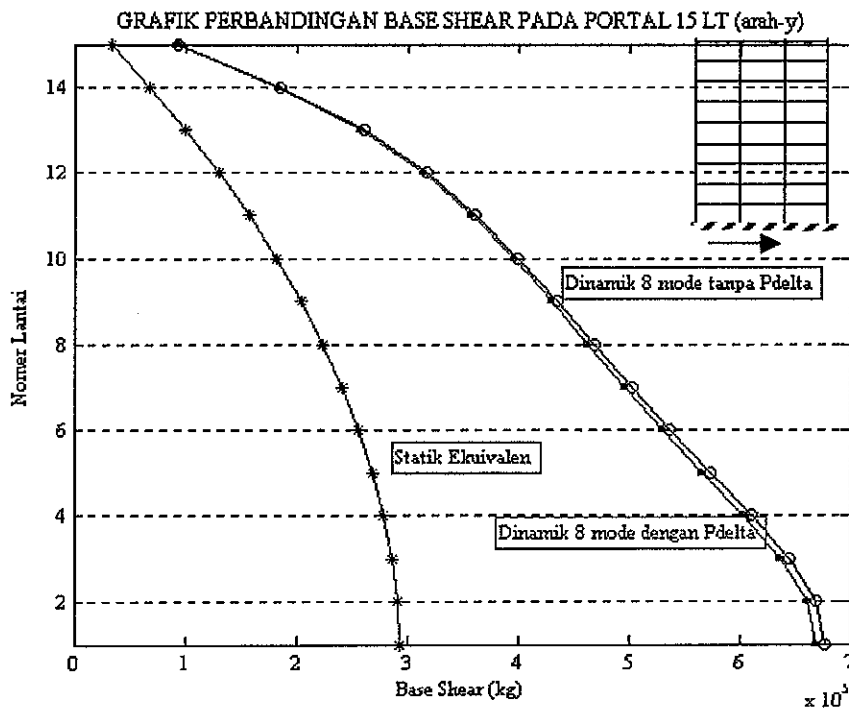
Gambar 4.50 Grafik perbandingan gaya geser tingkat akibat pengaruh Pdelta pada portal 15 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-x)



Gambar 4.51 Grafik perbandingan gaya geser tingkat akibat pengaruh Pdelta pada portal 15 lantai untuk waktu getar yang memenuhi syarat (arah-y)



Gambar 4.52 Grafik perbandingan base shear pada portal 15lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar memenuhi syarat (arah-x)



Gambar 4.53 Grafik perbandingan base shear pada portal 15lantai karena efek Pdelta dengan waktu getar memenuhi syarat (arah-y)

4.3 Pembahasan

Setelah dilakukan berbagai analisis terhadap beberapa contoh portal baik portal yang memenuhi kriteria struktur bangunan gedung beraturan maupun struktur bangunan gedung yang tidak beraturan, dengan menggunakan metode statik ekuivalen maupun dengan menggunakan metode dinamis spektrum respons, maka batasan-batasan dalam SNI 03-1726-2003 yang menyebutkan bahwa hanya struktur bangunan gedung beraturan saja yang dapat dianalisis dengan metode analisis statik ekuivalen, sedangkan untuk struktur bangunan gedung yang tidak beraturan harus dianalisis dengan menggunakan metode dinamis akan terlihat sebagai berikut :

4.3.1. Struktur bangunan gedung beraturan.

Berdasarkan hasil analisis pada portal 6 lantai beraturan dengan ketinggian 30 meter (gambar 4.6 s/d 4.11) terlihat bahwa pola maupun besaran dari kedua metode analisis hampir menunjukkan hasil yang hampir sama, dengan kecenderungan nilai analisis statik ekuivalen sedikit lebih tinggi dibandingkan dengan metode analisis dinamis baik untuk pembagian gaya geser tingkatnya, deformasi, maupun untuk nilai *base shearnya*.

Pada grafik perbandingan gaya geser tingkat (Gambar 4.8 dan 4.9) dapat dilihat bahwa untuk analisis statik ekuivalen pembagian gaya gesernya adalah linier membentuk suatu garis lurus, sedangkan untuk analisis dinamis, pola pembagian gaya geser tingkatnya akan mengecil pada lantai teratas, tetapi nilai yang terlihat dari kedua analisis tersebut adalah hampir mendekati yang ditunjukkan oleh hampir berimpitnya garis-garis hasil analisisnya. Untuk nilai *base shear* (gambar 4.10 dan 4.11) terlihat bahwa nilai yang dihasilkan oleh analisis statik ekuivalen lebih besar dari nilai yang dihasilkan dari analisis

dinamis spektrum respons, hanya polanya sangat mirip pada kedua metode analisis tersebut. Hal tersebut menyiratkan bahwa merencanakan struktur bangunan gedung yang beraturan dengan menggunakan metode analisis statik ekuivalen akan mempunyai nilai keamanan yang relatif lebih konservatif walaupun sebenarnya bisa direncanakan nilai yang lebih mendekati keakuratannya dengan cara analisis dinamis.

4.3.2. Struktur bangunan gedung yang tidak beraturan dalam hal :

- *Ketinggian struktur, struktur dengan ketinggian ≥ 40 meter dari penjepitan lateral.*

Pada portal 8 lantai, 40 meter yang walau bentuk geometrisnya masih beraturan terlihat bahwa besaran maupun pola yang terbentuk antara analisis statik ekuivalen dan analisis dinamis spektrum respons sudah berbeda dengan hasil analisis pada struktur bangunan dengan ketinggian kurang dari 40 meter. Dalam gambar deformasi (gambar 4.24 dan 4.25) terlihat bahwa nilai dari analisis statik ekuivalen ternyata lebih rendah dari nilai analisis dinamis baik yang menggunakan 5 mode ragam atau yang 1 ragam saja. Nilai deformasi yang dihasilkan dari analisis statik ekuivalen mendekati dua pertiga dari nilai deformasi yang dihasilkan dari analisis spektrum respons. Pada pembagian gaya geser tingkat (gambar 4.26 dan 4.27) terlihat pola yang sangat berbeda antara kedua metode analisis, dimana pada analisis static ekuivalen nilainya lebih rendah dan berpola linier dengan nilai terbesar pada lantai teratas, sedang pada analisis dinamis nilainya lebih besar dari analisis statik ekuivalen dan berpola tidak beraturan. Pada analisis dinamis antara analisis dengan 5 mode dan dengan 1 mode saja polanya sudah tidak sama, pada lantai tingkat tertentu ternyata nilai analisis dinamis dengan 5 mode lebih kecil nilainya dari

nilai analisis dinamis dengan 1 ragam saja. Dalam perencanaan struktur bangunan gedung, hal seperti ini harus diperhatikan dan disyaratkan bahwa untuk menjamin tahanan (kapasitas) minimum struktur terpasang yang cukup harus dipastikan bahwa nilai akhir respons tidak boleh kurang dari 80% nilai respons ragamnya yang pertama. Pada grafik *base shear* (Gambar 4.28 s/d 4.29) terlihat nilai analisis statik lebih rendah dari analisis dinamis, sedang pada kedua analisis dinamis terlihat nilai yang hampir mendekati antara dinamis 5 mode dan dinamis 1 mode. Hasil analisis menunjukkan (Lampiran 4e) bahwa metode analisis dinamis menghasilkan waktu getar ragam sebesar 1,08 pada partisipasi ragam 78,88%, sedangkan analisis statik ekuivalen sebesar 0,68. Untuk gaya geser dasar (*base shear*) nilai analisis statik ekuivalen hanya 66,9% dari nilai analisis spektrum respons dengan 5 mode atau 69,1% dari spektrum respons dengan 1 mode saja.

Hasil yang menyerupai juga terlihat pada portal 10 lantai dengan ketinggian 50 meter dari penjepitan lateral (Gambar 4.30 s/d 4.47), dimana hasil yang diperoleh dengan analisis statik ekuivalen mempunyai nilai yang lebih rendah dibandingkan dengan yang menggunakan metode analisis dinamis spektrum respons, baik untuk nilai deformasi, pembagian gaya geser tingkat maupun untuk nilai *base shearnya*.

Dari ketiga contoh portal dengan ketinggian yang berbeda yang diambil dan dianalisis tersebut dapat disimpulkan bahwa untuk struktur beraturan dengan ketinggian kurang dari 40 meter dapat dianalisis dengan menggunakan metode statik ekuivalen maupun metode dinamis spektrum respons, karena akan diperoleh hasil yang sama akuratnya antara analisis statik dan analisis dinamis walaupun analisis statik akan menghasilkan nilai yang lebih boros dari analisis dinamis, sedangkan untuk struktur dengan ketinggian 40 meter atau lebih tinggi sebaiknya digunakan metode dinamis yang lebih akurat karena

didasarkan pada perhitungan yang sebenarnya bukan dengan pendekatan rumus seperti pada analisis statik. Batasan nilai 40 meter dalam SNI-03-1726-2003 pun sebenarnya harus di kaji lebih dalam lagi karena ternyata untuk struktur dengan ketinggian 40 meter sudah tidak berpola sama antara analisis statik ekuivalen dengan analisis dinamis spektrum respons.

- *Denah struktur bangunan gedung terdapat tonjolan $\geq 25\%$ dari ukuran terbesar denah struktur bangunan tersebut dalam arah tonjolan tersebut.*

Untuk struktur bangunan yang mempunyai denah walaupun bentuknya persegi empat, tetapi memiliki tonjolan lebih dari 25% dari ukuran denah terbesar ditunjukkan pada contoh portal 6 lantai tak beraturan, dimana pada struktur tersebut memiliki denah struktur yang beraturan menerus dari lantai 1 sampai dengan 3, tetapi terdapat tonjolan sebesar 25 % dari luas denah terbesarnya pada lantai 1 sampai dengan 3. Hasil perbandingan analisis pada portal tersebut seperti yang terlihat (Gambar 4.12 s/d 4.17) adalah bahwa terjadi perbedaan yang cukup besar pada nilai deformasi yang dihasilkan antara metode analisis statik ekuivalen dan metode dinamis spektrum respons, dimana nilai analisis statik ekuivalen jauh lebih rendah nilainya. Pola deformasi pada arah x dan arah y yang ditunjukkan pun berbeda, hal ini mungkin dikarenakan arah gempa yang mengenai denah struktur yang berbeda, sehingga respons yang ditimbulkan akan berbeda pula. Pembagian gaya geser tingkat maupun gaya geser dasar pun demikian juga, nilai analisis statik ekuivalen menghasilkan nilai yang lebih rendah dari nilai analisis spektrum respons meskipun pada analisis spektrum respons hanya ditinjau 1 mode/ragam getar saja. Pada contoh struktur yang semacam ini, terlihat (Lampiran 2d) waktu getar

yang dibutuhkan pada analisis statik ekuivalen sebesar 0,55 detik , sedangkan untuk spektrum respons terutama mode/ragam yang pertama diperlukan waktu getar 0,85 detik untuk partisipasi massa ragam sebesar 73,95%, sedangkan gaya geser dasar(*base shear*) pada analisis statik ekuivalen mendekati 72,4% dibandingkan hasil yang diperoleh dari analisis spektrum respons dengan 8 mode atau sebesar 76,4% dari analisis spektrum respons dengan 1 mode ragam getar. Dalam struktur yang berbentuk semacam ini, pada analisis spektrum respons dengan memperhatikan seluruh partisipasi ragamnya ternyata dibutuhkan minimal 8 ragam/mode yang mempengaruhi, sehingga partisipasi ragamnya bisa mencapai 90%.

- *Denah struktur bangunan terdapat coakan sudut dengan panjang sisi coakan adalah lebih dari 15% dari ukuran denah terbesar denah struktur bangunan dalam arah sisi coakan tersebut.*

Untuk struktur bangunan yang mempunyai denah dengan coakan sudut lebih dari 15% yang merupakan syarat dari struktur bangunan gedung beraturan ditunjukkan pada contoh portal 6 lantai tak beraturan, dimana pada struktur tersebut terdapat coakan sudut sebesar 25% dari luas terbesar denah struktur dalam arah coakan sudut tersebut pada lantai 4 sampai dengan 6. Hasil perbandingan analisis pada portal tersebut (Gambar 4.12 s/d 4.17) adalah bahwa terjadi perbedaan yang cukup besar pada nilai deformasi yang dihasilkan antara metode analisis statik ekuivalen dan metode dinamis spektrum respons, dimana nilai analisis statik ekuivalen jauh lebih rendah nilainya. Pembagian gaya geser tingkat maupun gaya geser dasarpun demikian juga, nilai analisis statik ekuivalen menghasilkan nilai yang lebih rendah dari nilai analisis spektrum respons meskipun pada

analisis spektrum respons hanya ditinjau 1 mode/ragam getar saja. Pada contoh struktur yang semacam ini, waktu getar yang dibutuhkan pada analisis statik ekuivalen sebesar 0,55 detik (Lampiran 2d), sedangkan untuk spektrum respons terutama mode/ragam yang pertama diperlukan waktu getar 0,85 detik (Lampiran 2d) untuk partisipasi massa ragam sebesar 73,95%, sedangkan gaya geser dasar (*base shear*) pada analisis statik ekuivalen mencapai 72,4% dibandingkan hasil yang diperoleh dari analisis spektrum respons dengan 8 mode atau sebesar 76,4% dari analisis spektrum respons dengan 1 mode ragam getar. Struktur yang berbentuk semacam ini, pada analisis spektrum respons dengan memperhatikan seluruh partisipasi ragamnya ternyata dibutuhkan minimal 8 ragam/mode yang mempengaruhi, sehingga partisipasi ragamnya bisa mencapai 90%.

- *Ketidakteraturan dalam hal kekakuan struktur, adanya tingkatan lunak, yaitu suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya adalah kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rerata tiga tingkat di atasnya.*

Contoh untuk struktur yang semacam ini diambil portal 5 lantai dengan ketinggian 30 meter dari penjepitan lateral yang mempunyai kekakuan yang tidak sama pada lantai kedua (Gambar 4), dimana pada ketinggian 5 meter dari penjepitan lateral kekakuan lantai tersebut mempunyai panjang kolom yang lebih panjang dari kolom-kolom di atas atau dibawahnya. Pada analisis statik ekuivalen, waktu getar ragam yang dibutuhkan mencapai 0,8 (Lampiran 3d), sedangkan pada analisis spektrum respons, waktu ragam getar maksimum yang dibutuhkan hanya berkisar 0,76 dengan partisipasi massa ragam sebesar 71,75%. Yang menarik dari struktur semacam ini adalah untuk mencapai

partisipasi massa sebesar 90% dibutuhkan hingga 30 mode ragam getar. Untuk nilai gaya geser dasar (*base shear*) analisis statik ekuivalen berkisar 67,3% lebih rendah dari nilai yang dihasilkan oleh analisis spektrum respons dengan 30 mode atau sebesar 68,4% lebih rendah dari nilai yang dihasilkan oleh spektrum respons dengan 1 mode (Lampiran 3e). Untuk nilai deformasi (Gambar 4.18 dan 4.19) pada analisis statik ekuivalen dan analisis spektrum tidak terjadi perbedaan pola yang sangat mencolok. Pola deformasi yang dihasilkan menunjukkan bahwa deformasi terbesar pada lantai teratas dihasilkan oleh analisis statik ekuivalen, sedangkan deformasi pada lantai-lantai dibawahnya menunjukkan bahwa nilai dari analisis dinamis cenderung lebih besar dari nilai analisis statik ekuivalen. Sedangkan untuk distribusi beban geser pada tiap tingkat (Gambar 4.20 dan 4.21) terjadi perbedaan yang sangat mencolok antara kedua metode analisis. Untuk metode statik ekuivalen nilai distribusi gaya geser ke tiap lantai cenderung linier naik dari lantai paling bawah ke lantai paling atas, sedangkan pada metode spektrum respons, distribusi tersebut cenderung menurun pada lantai teratas, dan pada lantai terbawah distribusinya cenderung lebih besar dari lantai teratas. Dari pola-pola yang terlihat pada gambar 4.18 s/d 4.23, untuk struktur 5 lantai tak beraturan dalam hal adanya tingkatan lunak (*soft story*) tersebut dapat disimpulkan bahwa metode analisis statik ekuivalen tidak bisa mewakili perhitungan analisisnya dibandingkan dengan analisis spektrum respons yang lebih teliti dan menggambarkan kondisi yang sebenarnya.

4.3.3. Pembatasan waktu getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur bangunan gedung yang terlalu fleksibel dalam SNI 03 - 1726 - 2003 ditentukan adanya pembatasan waktu getar alami fundamental T_1 .

Waktu getar tersebut bergantung pada koefisien ζ untuk Wilayah Gempa dan juga jenis struktur bangunan gedung, Waktu getar alami untuk struktur bangunan gedung tidak boleh melebihi nilai $T_1 < \zeta H^{3/4}$. Untuk mengkaji hal tersebut dicoba struktur portal 10 lantai dengan ketinggian 50 meter dan portal 15 lantai dengan ketinggian 75 meter dari penjepitan lateral dengan tinjauan menggunakan batasan waktu getar alami fundamental dan tanpa pembatasan waktu getar alami fundamental. Dari hasil analisis terhadap portal 10 lantai tersebut (Lampiran 5e dan 6e) dapat dilihat bahwa untuk struktur yang tidak dibatasi waktu getar alaminya menghasilkan nilai deformasi yang jauh lebih besar dari struktur yang dibatasi waktu getar alaminya. Hal ini bisa dimaklumi karena pembatasan waktu getar alami akan mensyaratkan struktur yang lebih kaku dibandingkan struktur yang tidak dibatasi waktu getarnya, yang menjadikan struktur tersebut menjadi lebih langsing dan lebih fleksibel. Dari segi gaya geser tingkat dan gaya geser dasar (*base shear*) ternyata pola yang dihasilkan antara struktur yang dibatasi waktu getarnya dan struktur yang tidak dibatasi waktu getarnya adalah mendekati sama (Gambar 4.38). Dari grafik terlihat bahwa pengaruh pembatasan waktu getar tidak akan mempengaruhi pola gaya geser tingkat maupun gaya geser dasar (*base shear*), tetapi untuk besaran nilainya ternyata baik untuk gaya geser tingkat maupun gaya geser dasar (*base shear*), untuk struktur yang tidak dibatasi waktu getarnya nilainya jauh lebih rendah dari struktur yang dibatasi waktu getarnya. Hal ini terjadi dikarenakan semakin kakunya struktur maka semakin besar pula massa dan kekakuannya, sehingga gaya geser tingkat dan gaya geser dasarnya (*base shear*) juga semakin besar.

4.3.4. Pengaruh ada/tidaknya Pdelta pada struktur

Pengaruh P delta pada struktur bangunan gedung menurut SNI 03-1726-2003 diberikan/diperhitungkan pada struktur bangunan gedung dengan ketinggian lebih dari 40 meter atau 10 tingkat dari penjepitan lateral. P delta sendiri adalah suatu gejala yang terjadi pada struktur bangunan gedung yang fleksibel, dimana simpangan lateral yang besar akibat beban gempa akan menimbulkan beban tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping. Untuk mengkaji efek P delta terhadap struktur bangunan gedung dicoba analisis terhadap struktur portal 10 lantai dengan ketinggian 50 meter dan struktur portal 15 lantai dengan ketinggian 75 meter dari penjepitan lateral, dengan memperhitungkan P delta pada struktur dan analisis tanpa memperhitungkan P delta pada perhitungan analisisnya. Lebih jauh lagi akan dibandingkan pengaruh P delta untuk struktur yang memenuhi waktu getar alaminya dan struktur yang melebihi syarat waktu getar alaminya. Dari hasil analisis terhadap struktur tersebut diperoleh hasil (Lampiran 5e,5f,6e,6f,7d dan 7e) dan (Gambar 4.32 s/d 4.53). Pada struktur portal 10 lantai untuk deformasi, gaya geser tingkat maupun gaya geser dasar (*base shear*) pada struktur yang memenuhi syarat waktu getar alami maupun pada struktur yang tidak terpenuhi syarat waktu getarnya terlihat bahwa pengaruh P delta dalam perhitungan analisis sangat kecil sekali karena grafik menunjukkan gambar yang hampir berimpit antara struktur yang dianalisis dengan memperhitungkan P delta dan struktur yang tidak memperhitungkan P delta. Sedangkan untuk struktur portal 15 lantai terlihat bahwa pola yang ditunjukkan adalah sama tetapi besaran nilainya mulai tidak sama antara struktur yang ditinjau efek Pdelta dan struktur yang tidak ditinjau efek Pdelta, terutama untuk gaya geser tingkat dan gaya

geser dasar (*base shear*)nya. Perbedaan nilai itu masih berkisar 0,5 –1,5% saja. Sedang untuk deformasi terlihat bahwa struktur dengan tinjauan Pdelta menghasilkan nilai yang hampir berimpit dengan struktur yang tidak ditinjau Pdelta. Dari sini dapat disimpulkan bahwa pengaruh tinjauan terhadap Pdelta semakin terlihat pada struktur yang semakin tinggi, dimana semakin tinggi struktur tersebut semakin besar efek dari Pdelta yang dihasilkan dan tentu saja akan berpengaruh terhadap perilaku struktur tersebut.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan kajian dan analisis terhadap beberapa contoh struktur yang telah dilakukan baik untuk struktur bangunan gedung beraturan maupun untuk struktur bangunan gedung tidak beraturan dengan menggunakan metode analisis statik ekuivalen dan metode analisis dinamis spektrum respons , diindikasikan bahwa :

- Pada struktur bangunan gedung yang memenuhi syarat sebagai struktur bangunan gedung beraturan dapat dianalisis dengan menggunakan analisis statik ekuivalen maupun analisis dinamis, dikarenakan hasil yang diperoleh dari kedua analisis tersebut menunjukkan pola dan besaran yang hampir sama dengan angka keamanan analisis statik ekuivalen yang sedikit lebih tinggi.
- Pada struktur bangunan gedung tidak beraturan dalam hal denah struktur yang tidak persegi panjang, yang terdapat coakan/tonjolan yang melebihi 15% dari denah struktur . harus dianalisis dengan menggunakan analisis dinamis, dikarenakan analisis statik ekuivalen tidak dapat meng-cover semua gaya yang terjadi dan yang dihasilkan seperti pada analisis dinamis walaupun pola yang ditunjukkan hampir sama pada kedua analisis tersebut.
- Pada struktur bangunan gedung tidak beraturan dalam hal kekakuan atau pada struktur terdapat tingkatan lunak harus dianalisis dengan analisis dinamis, dikarenakan analisis dinamis lebih bisa menggambarkan keadaan yang lebih mendekati kondisi sebenarnya dari gaya-gaya yang mempengaruhi struktur, yang terlihat pada pembagian gaya geser ke masing-masing tingkat. Pada analisis

statik ekuivalen pembagian geser tingkat ke masing-masing lantai dipengaruhi oleh berat lantai dan ketinggian lantai sehingga hasilnya cenderung linier, sedangkan pada analisis dinamis dengan memperimbangkan seluruh partisipasi ragamnya menghasilkan pola yang sangat berbeda dengan analisis statik ekuivalen.

- Pada struktur bangunan gedung tidak beraturan dalam hal ketinggian struktur yaitu struktur dengan ketinggian ≥ 40 meter dari penjepitan lateral harus dianalisis dengan analisis dinamis, dikarenakan analisis dinamis lebih menggambarkan kondisi yang mendekati sebenarnya seperti terlihat pada nilai deformasi yang dihasilkan, ternyata nilai yang dihasilkan dari analisis statik ekuivalen jauh lebih kecil dari nilai yang dihasilkan analisis dinamis, pembagian gaya geser tingkat-pun untuk analisis statik ekuivalen menunjukkan pola yang jauh berbeda dari analisis dinamis dengan besaran yang jauh berbeda pula. Demikian juga untuk gaya geser dasar (*base shear*)nya. Dengan demikian walaupun bentuk struktur berupa persegi panjang dan masih memenuhi sebagai syarat-syarat sebagai struktur bangunan gedung beraturan tetapi ketinggiannya sudah melebihi 40 meter tetap harus dianalisis dengan menggunakan analisis dinamis.
- Pembatasan waktu getar alami fundamental seperti yang disyaratkan dalam pasal 5.6 SNI 03-1726-2003 dengan tujuan untuk mencegah penggunaan struktur bangunan gedung yang terlalu fleksibel ternyata memang harus dilakukan, dikarenakan dengan adanya pembatasan waktu getar alami tersebut maka kekakuan dan kestabilan struktur menjadi lebih terjaga, disamping itu juga untuk

memperkecil terjadinya efek Pdelta akibat momen guling karena pengaruh simpangan lateral yang terlalu besar pada struktur yang terlalu fleksibel.

- Pengaruh Pdelta yang harus diperhitungkan pada struktur bangunan gedung dengan ketinggian 10 lantai atau lebih dari 40 meter seperti yang disyaratkan pada pasal 5.7 SNI 03-1726-2003 ternyata memang harus dilakukan, tetapi dari hasil analisis yang dilakukan ketinggian yang disyaratkan dalam pasal tersebut masih bisa dikoreksi, karena ternyata pada ketinggian 50 meter efek dari Pdelta belum terlihat. Jadi dapat disimpulkan pengaruh Pdelta harus diperhitungkan pada struktur yang lebih tinggi dari 50 meter saja karena pada struktur dengan ketinggian 75 meter saja hanya terjadi perbedaan 0,5 – 1,5% dari struktur yang analisisnya menggunakan efek Pdelta dan struktur yang analisisnya tidak memperhitungkan adanya pengaruh Pdelta.

5.2 Saran

- Dalam perencanaan suatu struktur bangunan kita harus mempertimbangkan banyak hal disamping bentuk, kekuatan maupun dari segi estetikanya. Banyaknya software dalam rancang bangun memungkinkan perhitungan yang lebih nyata dan dalam waktu yang relatif cepat, untuk itu dalam melakukan analisis sebaiknya tidak hanya satu metode analisis saja yang dipakai, tetapi dikomparasikan dengan metode metode analisis yang lain sehingga diperoleh hasil yang betul-betul optimal.
- Batasan 40 meter dari penjepitan lateral yang tercantum dalam SNI 03-1726-2003 sebagai batas maksimum struktur bangunan gedung beraturan sebaiknya ditinjau

kembali karena ternyata pada ketinggian tersebut pola yang dihasilkan terutama pada pembagian gaya geser tingkat dari analisis statik ekuivalen dan dari analisis dinamis sudah berbeda .

- Batasan 40 meter pada tinjauan efek Pdelta juga bisa dikoreksi, karena ternyata pada ketinggian yang lebih dari itupun efek Pdelta belum terlihat pengaruhnya, hal ini kemungkinan terjadi karena adanya batasan waktu getar alami fundamental yang telah dilakukan pada struktur yang dianalisis.