PERPUSTAKAAN FTSP UII
HADIAH/BELI
TGL. TERIMA : 03 JUL 2001 18/9/01
NO. JUDUL :
NO. INV. : 523/TA/UII
NO. INDUK. : 620000.3338001

TUGAS AKHIR

RESPON SEISMIK STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT DENGAN INTEGRASI PERSAMAAN DIFFERENSIAL SECARA LANGSUNG

Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia
untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh
derajat Sarjana Teknik Sipil

TA
624.176.2
ELR
R
00

Disusun Oleh :

Yesri Elrian

No. Mhs. : 94 310 0056
NIRM : 940051013114120056

Agung Febrianto

No. Mhs. : 94 310 070
NIRM : 940051013114120069

MILIK PERPUSTAKAAN
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN UII YOGYAKARTA

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA

2000

KATA PENGANTAR



Assalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh

Puji syukur Alhamdulillah kami panjatkan kehadirat Allah SWT yang senantiasa melimpahkan nikmat, rahmat dan hidayah-Nya kepada kita semua, khususnya kepada kami sehingga dapat menyelesaikan tugas akhir ini. Tidak lupa sholawat serta salam kami pajatkan kehadirat Rasulullah SAW beserta keluarga, sahabat serta pengikutnya sampai akhir jaman.

Tugas akhir dengan judul " RESPON SEISMIK STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT DENGAN INTEGRASI PERSAMAAN DIFFERENSIAL SECARA LANGSUNG" ini diajukan sebagai syarat guna memperoleh derajat Sarjana Teknik pada Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Penulis menyadari bahwa dalam penulisan tugas akhir ini tidak terlepas dari sumbangan pemikiran dari berbagai pihak yang sangat membantu, sehingga penulis dapat menyelesaikan semua hambatan yang terjadi selama penyusunan hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini. Untuk itu dengan penuh hormat, penyusun mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang telah membantu, yaitu yang akan disebutkan dibawah ini.

1. Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D. selaku Dekan Pakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, sekaligus sebagai Dosen Pembimbing I,
2. Ir. H. Ilman Noor, MSCE. selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
3. Ir. H.Tadjuddin BMA, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta,
4. Staf dosen dan karyawan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
5. Kedua orang tua dan saudara-saudara kami yang telah banyak memberikan bantuan dan dorongan, baik moral maupun material dalam penyusunan Tugas Akhir ini,
6. Teman-teman dan semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu, yang telah banyak membantu kami dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Penyusun menyadari bahwa penulisan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna, mengingat keterbatasan ilmu, kemampuan dan pengalaman kami dalam penelitian dan penulisan Tugas Akhir ini. Untuk itu kritik dan saran yang sifatnya membangun sangat kami harapkan guna perbaikan dan pengembangan selanjutnya.

Tidak ada yang dapat kami berikan selain ucapan terima kasih atas bantuan yang telah diberikan semoga dapat diterima sebagai amal baik disisi Allah SWT. Akhir kata, penyusun berharap semoga tulisan ini bermanfaat dan

memberikan tambahan ilmu bagi para pembaca. Semoga Allah meridhoi kita semua, Amiin

Wassalamu'alikum Warahmatullah Wabarakatuh

Yoyakarta, Desember 2000

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i

HALAMAN PERSEMBAHAN ii

HALAMAN PENGESAHAN iii

KATA PENGANTAR iv

DAFTAR ISI vii

DAFTAR GAMBAR xi

DAFTAR TABEL xix

DAFTAR NOTASI xx

INTISARI xxii

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1 Umum 1

1.2 Latar Belakang Masalah 2

1.3 Rumusan Masalah 7

1.4 Tujuan Penelitian 7

1.5 Manfaat Penelitian 7

1.6 Batasan Masalah 7

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 9

2.1 Pendahuluan 9

2.2 Permasalahan Yang Akan Diteliti 12

BAB III LANDASAN TEORI 13

3.1 Pendahuluan 13

3.2 Formulasi Persamaan Differensial Gerakan 13

3.2.1 Properti Struktur 13

3.2.1.1 Massa Struktur 13

3.2.1.2 Redaman 15

3.2.1.3 Kekakuan 19

3.3 Struktur Dengan Derajat Kebebasan Banyak 20

3.4 Getaran Bebas pada Struktur Derajat Kebebasan Banyak 23

3.4.1 Nilai Karakteristik (Eigenproblem) 23

3.4.1.a Metode Polinomial 26

3.4.1.b Metode Jacobi 30

3.5 Dekomposisi Matriks 32

3.6 Respon Tak Linier dari Sistem Berderajat Kebebasan Banyak ... 34

3.6.1 Metode Wilson-ϕ 36

3.6.2 Algoritma untuk Solusi langkah demi langkah dari Sistem suatu Linier dengan Metode Integrasi Wilson-ϕ 40

3.6.2.1 Pendahuluan 40

3.6.2.2 Untuk setiap selang waktu 41

BAB IV METODE PENELITIAN 43

4.1 Pengumpulan Data 43

4.1.1 Data Struktur 43

4.1.1.a Data Struktur 6 lantai 44

4.1.1.b Data Struktur 12 Lantai 45

4.1.1.c Data Struktur 18 Lantai 47

4.1.2 Data Beban Gempa 48

4.2 Pengolahan Data 49

4.3 Pengujian 50

BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 51

5.1 Pendahuluan 51

5.2 Perhitungan Pembebanan Struktur 51

5.2.1 Struktur 6 Lantai 51

5.2.2 Struktur 12 Lantai 54

5.2.3 Struktur 18 Lantai 54

5.3 Perhitungan Massa dan Kekakuan.....54

5.3.1 Struktur 6 Lantai 54

5.3.2 Struktur 12 Lantai 56

5.3.3 Struktur 18 Lantai 56

5.4 Frekuensi Struktur 58

5.5 Kandungan Frekuensi Beban Gempa 59

5.6 Perhitungan Simpangan Relatif Tingkat 60

5.7 Perhitungan Simpangan Antar Tingkat (*Inter Story Drift*) 70

5.8 Perhitungan Gaya Horisontal Tingkat 80

5.9 Perhitungan Gaya Geser Komulatif Tingkat dan Gaya Geser Dasar 90

5.10 Perhitungan Momen Guling 104

5.11 Pembahasan 114

5.11.1 Simpangan Relatif Tingkat 114

5.11.2 Simpangan Antar Tingkat (*Inter Story Drift*) 117

5.11.3 Gaya Horisontal Komulatif Tingkat 120

5.11.4 Gaya Geser Komulatif Tingkat 125

5.11.5 Momen Guling 129

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 133

6.1 Kesimpulan 133

6.2 Saran 136

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

1. **Gambar 1.1** Peta tampang tektonik 2
2. **Gambar 3.1** Model struktur MDOF 21
3. **Gambar 3.2** Struktur bangunan dan free body diagram 26
4. **Gambar 3.3.a** Definisi dari koefisien pengaruh redaman liat tak linier..... 35
5. **Gambar 3.3.b** Definisi dari koefisien pengaruh kekakuan tak linier 35
6. **Gambar 3.4** Anggapan tentang percepatan linier dalam suatu pertambahan selang waktu 36
7. **Gambar 4.1** Denah Model struktur 6 lantai 44
8. **Gambar 4.2** Potongan portal E struktur 6 lantai 44
9. **Gambar 4.3** Denah Model struktur 12 lantai 45
10. **Gambar 4.4** Potongan portal E struktur 12 lantai 45
11. **Gambar 4.5** Denah Model struktur 18 lantai 47
12. **Gambar 4.5** Potongan portal E struktur 18 lantai 47
13. **Gambar 5.1** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai 61
14. **Gambar 5.2** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai 62
15. **Gambar 5.3** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai 63

16. **Gambar 5.4** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai 64

17. **Gambar 5.5** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai 65

18. **Gambar 5.6** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai 66

19. **Gambar 5.7** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai 67

20. **Gambar 5.8** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai 68

21. **Gambar 5.9** Plot simpangan relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 lantai 69

22. **Gambar 5.10** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 Lantai 71

23. **Gambar 5.11** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai 72

24. **Gambar 5.12** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 Lantai 73

25. **Gambar 5.13** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai 74

26. **Gambar 5.14** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai 75

27. **Gambar 5.15** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 Lantai 76

28. **Gambar 5.16** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 Lantai 77

29. **Gambar 5.17** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai 78

30. **Gambar 5.18** Plot simpangan antar tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 Lantai 79

31. **Gambar 5.19** Plot Gaya horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 Lantai 81

32. **Gambar 5.20** Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai 82

33. **Gambar 5.21** Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 Lantai 83

34. **Gambar 5.22** Plot Gaya horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 Lantai 84

35. **Gambar 5.23** Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai 85

36. **Gambar 5.24** Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 Lantai 86

37. **Gambar 5.25** Plot Gaya horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 Lantai 87

38. **Gambar 5.26** Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai 88

39. **Gambar 5.27** Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 Lantai 89

40. **Gambar 5.28** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai 91

41. **Gambar 5.29** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai 92

42. **Gambar 5.30** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai 93

43. **Gambar 5.31** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai 94

44. **Gambar 5.32** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai 95

45. **Gambar 5.33** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai 96

46. **Gambar 5.34** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai 97

47. **Gambar 5.35** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai 98

48. **Gambar 5.36** Plot antara gaya geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 lantai 99

49. **Gambar 5.37** Plot antara gaya geser dasar lawan waktu akibat 3 gempa struktur 6 lantai 101

50. **Gambar 5.38** Plot antara gaya geser dasar lawan waktu akibat 3 gempa struktur 12 lantai 102

51. **Gambar 5.39** Plot antara gaya geser dasar lawan waktu akibat 3 gempa struktur 18 lantai 103

52. **Gambar 5.40** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai 105

53. **Gambar 5.41** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai 106

54. **Gambar 5.42** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai 107

55. **Gambar 5.43** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai 108

56. **Gambar 5.44** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai 109

57. **Gambar 5.45** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai 110

58. **Gambar 5.46** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai 111

59. **Gambar 5.47** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai 112

60. **Gambar 5.48** Plot antara momen guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 18 lantai 113

61. **Gambar 5.49** Plot antara simpangan relatif tingkat maksimum untuk 3 gempa 115

62. **Gambar 5.50** Plot simpangan antar tingkat maksimum untuk 3 gempa ... 118

63. **Gambar 5.51** Plot gaya horisontal maksimum untuk 3 gempa 123

64. **Gambar 5.52** Plot gaya geser komulatif tingkat maksimum untuk 3 gempa 127

65. **Gambar 5.53** Plot momen guling maksimum untuk 3 gempa 130

DAFTAR TABEL

1. **Tabel 3.1** Nilai-nilai ξ yang disarankan 18
2. **Tabel 4.1** Data dimensi kolom 6 Lantai 44
3. **Tabel 4.2** Data dimensi balok 6 Lantai 45
4. **Tabel 4.3** Data dimensi kolom 12 Lantai 46
5. **Tabel 4.4** Data dimensi balok 12 Lantai 46
6. **Tabel 4.1** Data dimensi kolom 18 Lantai 48
7. **Tabel 4.2** Data dimensi balok 18 Lantai 48
8. **Tabel 5.1** Data pembebanan tiap lantai 6 Lantai 53
9. **Tabel 5.2** Data pembebanan tiap lantai 12 Lantai 54
10. **Tabel 5.3** Data pembebanan tiap lantai 18 Lantai 54
11. **Tabel 5.4** Hasil perhitungan massa 6 lantai 55
12. **Tabel 5.5** Hasil perhitungan kekakuan 6 Lantai 56
13. **Tabel 5.6** Hasil perhitungan massa 12 Lantai 56
14. **Tabel 5.7** Hasil perhitungan kekakuan 12 Lantai 56
15. **Tabel 5.8** Hasil perhitungan massa 18 Lantai 57
16. **Tabel 5.9** Hasil perhitungan kekakuan 18 Lantai 57
17. **Tabel 5.10** Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio) 59
18. **Tabel 5.11** Simpangan relatif maksimum struktur 6 Lantai 116

19. **Tabel 5.12** Simpangan relatif maksimum struktur 12 Lantai 116

20. **Tabel 5.13** Simpangan relatif maksimum struktur 18 Lantai 116

21. **Tabel 5.14** Simpangan antar tingkat maksimum struktur 6 Lantai 119

22. **Tabel 5.15** Simpangan antar tingkat maksimum struktur 12 Lantai 119

23. **Tabel 5.16** Simpangan antar tingkat maksimum struktur 18 Lantai 119

24. **Tabel 5.17** Gaya horisontal tingkat maksimum struktur 6 Lantai 124

25. **Tabel 5.18** Gaya horisontal tingkat maksimum struktur 12 Lantai 124

26. **Tabel 5.19** Gaya horisontal tingkat maksimum struktur 18 Lantai 124

27. **Tabel 5.20** Gaya geser komulatif tingkat maksimum struktur 6 Lantai 128

28. **Tabel 5.21** Gaya geser komulatif tingkat maksimum struktur 12 Lantai 128

29. **Tabel 5.22** Gaya geser komulatif tingkat maksimum struktur 18 Lantai 128

30. **Tabel 5.23** Momen guling Maksimum Struktur 6 Lantai 131

31. **Tabel 5.24** Momen guling Maksimum Struktur 12 Lantai 131

32. **Tabel 5.25** Momen guling Maksimum Struktur 18 Lantai 131

33. **Tabel 5.26** Normalisasi percepatan tanah maksimum 132

DAFTAR NOTASI

a	:	percepatan massa
$\{a\}_i$	:	suatu ordinat pada mode ke-i
A_{k-1}	:	matriks diagonal
A^T	:	matriks A tranpose
A^{-1}	:	invers matris A
b	:	lebar kolom
c	:	redaman
$[C]$	:	matrik redaman
E	:	Modulus elastisitas beton
f	:	frekuensi getar struktur
F_j	:	gaya horisontal tingkat
F_{Si}	:	gaya elastis pada koordinat nodal i
F_{Di}	:	gaya redaman pada koordinat nodal I
$\overline{\Delta F}$	:	pertambahan beban efektif
g	:	percepatan grafitasi
h	:	tinggi kolom
H	:	tinggi tingkat
i	:	inersia

k	:	kekakuan
k_c	:	kekakuan kolom
k_{ti}	:	kekakuan tingkat ke-n
k_{ctp}	:	kekakuan kolom tepi
k_{ctg}	:	kekakuan kolom tengah
k_t	:	kekakuan tingkat
$[K]$	:	matrik kekakuan
$\overline{K}$	:	kekakuan efektif
L^T	:	matriks L tranpose
m	:	massa
$[M]$	:	matrik massa
Mg	:	momen guling
$p(t)$	:	gaya luar
t	:	waktu
Δt	:	perbedaan waktu
U_i	:	matriks ortogonal
U_i^{-1}	:	invers dari matriks ortogonal
U_{k+1}	:	matriks rotasi
U_{k+1}^{-1}	:	invers dari matriks rotasi
U_{k+1}^T	:	tranpose dari matriks rotasi
Y_i	:	simpangan relatif tingkat
yy	:	simpangan antar tingkat
$\dot{y}$	:	kecepatan

$\ddot{y}$	:	percepatan
$\ddot{y}_i$	:	percepatan tanah
$\{y\}$	:	vektor simpangan
$\{\dot{y}\}$	:	vektor kecepatan
$\{\ddot{y}\}$	:	vektor percepatan
$\hat{\Delta}$	:	pertambahan/*inkremental*
$\hat{\Delta}y$	:	pertambahan/*inkremental* simpangan
$\hat{\Delta}\dot{y}$	:	pertambahan/ *inkremental* kecepatan
$\hat{\Delta}\ddot{y}$	:	pertambahan/ inkremental percepatan
V	:	gaya geser dasar
f	:	frekuensi getar struktur
T	:	periode getar struktur
w	:	berat
ω	:	frekuensi sudut
τ	:	pertambahan selang waktu
λ	:	harga eigen
ξ	:	rasio redaman
γ	:	berat jenis beton

ABSTRAK

Perancangan struktur tahan gempa, pada prinsipnya adalah pengendalian simpangan struktur, yang meliputi *relative displacement* dan *inter story drift*. Representasi terbaik dari beban gempa adalah riwayat percepatan tanah (*Time History Acceleration*) dan dari riwayat percepatan tanah dapat diketahui kandungan frekuensi beban gempa Pada kondisi beban yang sudah kompleks misalnya beban gempa, maka respon struktur tidak mungkin dihitung secara analitik, apalagi pada struktur dengan derajat kebebasan banyak baik pada respon *elastik* maupun *inelastik*. Untuk mengatasi kesulitan pemakaian cara analitik pada problema yang sudah kompleks, maka hitungan secara numerik sering dipakai., Proses perhitungan numerik yang digunakan adalah Metode Integrasi Wilson-θ dan menjadi pokok bahasan dalam penulisan Tugas Akhir ini.

Metode Integrasi Wilson-θ ini mempunyai dua pendekatan dasar yaitu: (1) percepatan dianggap bervariasi linier sepanjang selang waktu dan (2) karakteristik redaman dan kekakuan dari struktur dievaluasi pada awal selang waktu dan dianggap tetap konstan sepanjang selang waktu tersebut. Perhitungan yang dilakukan disajikan dalam bentuk Algoritma Untuk Solusi Langkah Demi Langkah Dari Sistem Suatu Linier Dengan Menggunakan Metode Integrasi Wilson-θ (*Algoritma For Step By Step Solution Of A Linier System Using The Wilson -θ Integration Method*). Proses perhitungan dengan menggunakan metode Wilson-ϕ tanpa melalui perhitungan mode shape atau dengan kata lain proses perhitungan dilakukan dengan Integrasi Persamaan Differensial secara Langsung Untuk menyelesaikan persamaan-persamaan dalam Metode Wilson-θ ini kami membuat program bantu dengan bahasa Microsoft Visual Basic 5.0 yang diberi nama NRMDOFS 2000. Di samping itu untuk memvisualisasikan grafik dari output program tersebut, digunakan Microsoft Excel.

Penelitian ini bertujuan untuk untuk mengetahui pengaruh penggunan beban gempa terhadap respon struktur yang mempunyai beda tingkat dan juga untuk mengetahui hubungan antara paramater gerakan tanah (percepatan tanah, waktu, respon spektra dan frekuensi) dengan respon struktur. Dari tiga struktur yang kami gunakan yaitu struktur 6, 12, dan 18 lantai serta tiga beban gempa yang dibedakan menurut kandungan frekuensinya yaitu untuk frekuensi rendah dipakai gempa Bucharest, frekuensi sedang gempa Petrovac dan frekuensi tinggi gempa Koyna dapat kami ambil beberapa kesimpulan yaitu : (1) bahwa perbedaan penggunaan beban gempa terhadap struktur yang mempunyai beda tingkat akan menyebabkan repon struktur yang berbeda.(2) Pola simpangan relatif maksimum dan gaya geser dasar berkebalikan dengan pola simpangan antar tingkat.(3) Percepatan tanah dengan *magnitude* yang maksimum tidak menyebabkan respon struktur menjadi maksimum pada waktu yang sama. (4) Gempa dengan kandungan frekuensi tinggi cenderung menyebabkan respon yang relatif kecil dibandingkan dengan respon akibat gempa dengan frekuensi sedang dan tinggi. (5) Bahwa metode Integrasi Wilson-ϕ yang digunakan pada penelitian ini ternyata mampu menyelesaikan persamaan-persamaan yang tidak dapat diselesaikan dengan menggunakan persamaan differensial *uncoupling*.

TUGAS AKHIR

RESPON SEISMIK STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT DENGAN INTEGRASI PERSAMAAN DIFFERENSIAL SECARA LANGSUNG

Diajukan Untuk Melengkapi Persyaratan Untuk
Memperoleh Derajat Sarjana Pada Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Islam Indonesia
Yogyakarta

Disusun oleh:

Nama	: Yesri ELrian
No. Mhs	: 94 310 056
Nirm	: 940051013114120056
Nama	: Agung Febriarto
No. Mhs	: 94 310 070
Nirm	: 940051013114120069

Telah Diperiksa dan Disetujui Oleh :

21/12 - 2000

Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D
Dosen Pembimbing I
tanggal

Ir. H. Ilman Noor, MSCE.
Dosen Pembimbing II
tanggal 21/12 - 2000

BAB I

PENDAHULUAN

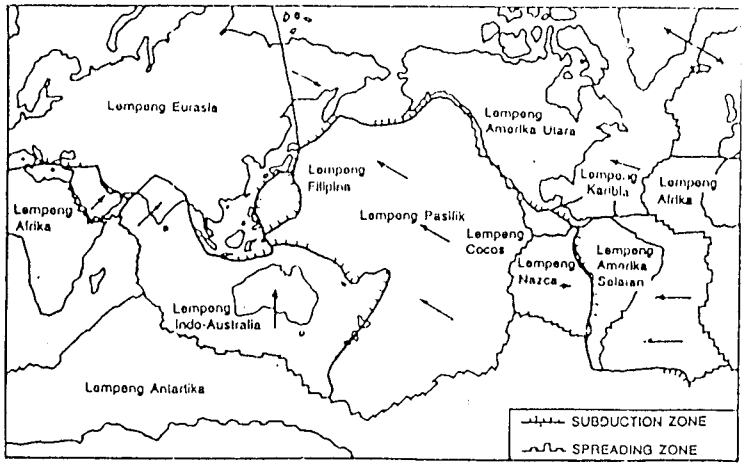
1.1 Umum

Tingkat pertambahan penduduk Indonesia yang cukup pesat dewasa ini menuntut antisipasi penyediaan sarana dan prasarana berupa perumahan dalam skala besar, perkantoran, pertokoan dan pelayanan umum yang sangat kompleks terutama untuk memenuhi tuntutan di daerah perkotaan yang mempunyai keterbatasan lahan.

Oleh karena itu timbul berbagai pemikiran untuk menanggulangi permasalahan tersebut, antara lain dengan pembangunan gedung berlantai banyak (*multistorey buildings*) yang dilengkapi dengan segala fasilitas pendukung guna memenuhi kebutuhan pemakai. Di kota-kota besar, khususnya Jakarta, pembangunan gedung-gedung di atas 15 lantai sudah menjadi hal biasa, karena keterbatasan lahan yang ada di sana menuntut agar segala aktifitas penduduk sekitar dapat terpenuhi.

Guna membangun gedung berlantai banyak tersebut diperlukan pengetahuan struktur yang cukup terutama mengantisipasi gaya angin dan gaya gempa yang pasti terjadi, mengingat Indonesia termasuk daerah dengan tingkat resiko gempa yang cukup tinggi. Hal ini disebabkan karena Indonesia berada di antara 4 lempeng sistem tektonik yang aktif yaitu:

1. Lempeng Eurasia
2. Lempeng Indo-Australia
3. Lempeng Filipina
4. Lempeng Pasifik



Gambar 1.1. Peta lempeng tektonik

Sejalan dengan perkembangan dunia konstruksi modern dewasa ini yang semakin pesat dan cenderung menuju ke arah pembangunan struktur gedung bertingkat banyak, maka sebagai seorang teknisi sipil harus ikut menyesuaikan diri dengan segala kemajuan yang ada. Untuk menjawab kecenderungan tersebut diperlukan pengetahuan analisis struktur yang cukup baik dan memadai guna mengantisipasi hal tersebut. Ilmu Teknik Sipil saat ini mempunyai banyak kemungkinan untuk terus dikembangkan. Analisa struktur dan desain dengan cara yang sistematis, cepat dan teliti semakin diperlukan.

1.2 Latar Belakang Masalah

Secara umum struktur bangunan gedung tidaklah selalu dapat dinyatakan di dalam suatu sistem yang mempunyai derajat kebebasan tunggal (SDOF).

Struktur bangunan gedung justru banyak yang mempunyai derajat kebebasan banyak (*multi degree of fredom*, MDOF). Pada struktur gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat digumpalkan ke dalam tempat-tempat tertentu misalnya digumpalkan pada tiap-tiap muka lantai tingkat. Dengan demikian struktur yang mempunyai derajat kebebasan tak terhingga akan menjadi struktur dengan derajat kebebasan terbatas.

Gempa bumi merupakan fenomena alam yang kompleks, yang disebabkan oleh tumbukan, pergeseran plat tektonik di dalam bumi. Waktu kejadian dan besarnya gempa bumi juga tidak dapat diprediksi secara baik, walaupun sudah banyak ahli yang menyelidikinya. Hal ini sering menimbulkan kerugian, baik material maupun korban jiwa yang sangat besar. Kerusakan-kerusakan yang disebabkan oleh gempa bumi dapat dikategorikan menjadi kerusakan struktural dan non-struktural. Kerusakan non-struktural antara lain batu berjatuhan (*rockfalls*), slip pada batuan (*rockslides*), penurunan permukaan tanah (*settlement*), slip pada lereng (*landslides*), hilangnya daya dukung pasir jenuh (*liquefaction*) dan segala jenis kerusakan struktur tanah lainnya. Jenis kerusakan struktural yang pernah tercatat akibat gempa, antara lain adalah efek perlemahan tingkat (*soft storey effects*), efek dari perilaku kolom dan balok pendek (*short column and beam effects/ shear failure*), perbesaran rotasi total join (*beam column joint*), puntir (*torsi*) dan benturan antara bangunan yang berdekatan (*structural pounding*) (Widodo, 1997a).

Pada saat terjadi gempa bumi suatu struktur akan mengalami suatu gerakan yang komplek (*complex motion*) sebagai akibat dari gerakan tanah

(*ground motion*) yang komplek pula. Dalam bahasa teknisnya, struktur mengalami pembebanan dinamik akibat gaya inersia, yang *magnitudenya* merupakan fungsi dari waktu. Efek kerusakan akibat beban gempa bumi menuntut suatu perencanaan struktur yang teliti, yaitu dengan melakukan analisa perancangan yang mendekati kejadian sesungguhnya. Beban gempa merupakan salah satu beban dinamik yang intensitasnya merupakan fungsi dari waktu, sehingga dalam analisanya menggunakan analisa dinamik yang menghasilkan respon sesuai dengan riwayat bebannya.

Beban dinamik secara garis besar dapat dibedakan menjadi dua, yaitu beban dinamik periodik dan beban dinamik non-periodik seperti akan dijelaskan sebagai berikut ini.

1. Beban Dinamik Periodik, yaitu beban dinamik yang bekerja secara periodik atau bekerja pada interval waktu yang teratur. Contoh beban dinamik jenis ini adalah beban akibat putaran mesin dan gelombang air.
   a. Beban akibat putaran mesin

      Beban dinamik ini bekerja secara periodik dan harmonik yang biasanya dinyatakan dalam fungsi sinusoidal.

   b. Beban akibat gelombang air

      Gelombang air akibat angin laut maupun akibat putaran propeller kapal, mengakibatkan beban dinamik periodik non-Harmonik.
2. Beban Dinamik non-Periodik, yaitu beban dinamik yang bekerja secara fluktuatif atau tidak teratur. Contoh jenis beban dinamik non-Periodik diantaranya adalah sebagai berikut ini.

a. Beban akibat ledakan

Beban ini bersifat impulsif pada awal pembebanannya. Sekejap setelah terjadi ledakan akan timbul gelombang goncangan udara yang terdiri atas selapis udara yang mengalami kompresi yang sangat tinggi dengan arah kedepan (bertanda positif). Beberapa saat kemudian, tekanan udara akan turun secara drastis dan arus tekanan udara akan berbalik kebelakang (bertanda negatif).

b. Beban akibat gempa bumi

Gelombang energi gempa yang menjalar dari fokus akan mengakibatkan tanah menjadi bergetar. Getaran tanah akan terekam dalam bentuk percepatan tanah yang umumnya disebut aselerogram. Gelombang gempa yang terjadi merupakan gabungan dari beberapa frekuensi serta mempunyai *magnitude* yang berubah menurut waktu.

Prinsip bangunan tahan gempa haruslah dipahami oleh seorang *engineer*, terutama dalam rangka menetapkan konfigurasi bangunan. Denah bangunan yang relatif sederhana dan simetri adalah sebaik-baik denah ditinjau dari segi perilaku struktur bangunan akibat beban gempa. Salah satu tujuan dalam desain bangunan tahan gempa adalah tercapainya pengendalian simpangan horisontal. Jenis, kombinasi dan orientasi struktur utama, dipilih/direncanakan sedemikian rupa sehingga usaha pengendalian tersebut mencapai sasaran.

Gerakan tanah akibat gempa mempunyai beberapa parameter antara lain nilai maksimum percepatan tanah, respon spektra, durasi atau lamanya gempa serta kandungan frekuensi.

1.2 Rumusan Masalah.

1. Bagaimana efek perbedaan penggunaan beban gempa terhadap struktur yang mempunyai beda jumlah tingkat.
2. Apakah terdapat hubungan antara paramater gerakan tanah (nilai maksimum percepatan tanah, respon spektra, durasi atau lamanya gempa serta kandungan frekuensi) dengan respon struktur.

1.3 Tujuan

Dengan memakai Metode Integrasi Secara Langsung menurut Wilson-ϕ maka tujuan penelitian dalam Tugas Akhir ini adalah :

1. Untuk mengetahui pengaruh penggunaan beban gempa terhadap respon struktur yang mempunyai beda tingkat.
2. Untuk mengetahui hubungan antara paramater gerakan tanah (nilai maksimum percepatan tanah, durasi atau lamanya gempa serta kandungan frekuensi) dengan respon struktur.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat yang dapat diperoleh dari penelitian ini adalah :

1. Dengan diketahuinya respon seismik akibat beberapa karakter gempa maka hasilnya dapat dipakai sebagai perbandingan dalam pemilihan beban gempa yang akan dipakai.
2. Dapat dipakai untuk penyelesaian problem dinamika pada struktur yang tidak dapat diselesaikan dengan persamaan *uncoupling*

1.5 Batasan Masalah

Beberapa batasan masalah yang dipakai dalam penyelesaian tugas akhir ini sebagai berikut:

1. Analisa struktur dilakukan hanya secara 2 dimensi.
2. Untuk mendiskripsikan massa struktur dipakai pendekatan sistem *diskretisasi* massa yaitu massa dianggap menggumpal pada tempat-tempat tertentu.
3. Untuk menghitung kekakuan struktur baik kekakuan balok maupun kekakuan kolom dengan prinsip *Shear Building*.
4. Hanya untuk struktur bangunan yang simetris.
5. Pembuatan program dengan Microsoft Visual Basic.
6. Beban yang bekerja berupa beban terbagi rata dan beban gempa.
7. Tidak melalui proses perhitungan ***mode shapes.***
8. Percepatan tanah diambil dari data gempa yang sudah ada (terlampir).
9. Besarnya redaman pada analisis dihitung dengan alternatif kemungkinan ke-3 sedangkan pada verifikasi digunakan kemungkinan I (Ada di dalam landasan teori)
10. Perhitungan manual dalam menyelesaikan eigenproblem pada verifikasi menggunakan cara polinomial.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Tinjauan pustaka merupakan sebuah tinjauan mengenai teori-teori dan hasil-hasil penelitian yang telah dilakuakan sebelumnya yang mendukung pelaksanaan penelitian. Dengan demikian penelitian yang dilakukan mempunyai landasan teori yang kuat agar memberikan hasil yang optimal.

2.1 Pendahuluan

Dalam mendesain struktur bangunan, penguasaan ilmu tentang struktur sangat mutlak diperlukan. Penggunaan komputer diberbagai bidang dapat dirasakan manfaatnya. Untuk perancangan struktur bangunan gedung, pemakaian komputer sangat membantu memudahkan dan mempercepat perhitungan-perhitungan dengan teliti, yang apabila dilakukan dengan cara manual akan memerlukan waktu yang lama dengan tingkat ketelitian terbatas.

Banyak program bantu perhitungan struktur yang dapat digunakan seperti Mathlab, bahasa Borland Delphi, bahasa Microsoft Visual Basic, dan lain-lain. Dalam analisis ini kami menggunakan bahasa Microsoft Visual Basic untuk membuat program NRMDOFS 2000.

Penelitian-penelitian yang pernah dilaksanakan, menjadi acuan dalam tinjauan pustaka penelitian kami, antara lain :

1. Penelitian Gunadi dan Gusmadi (1999)

Kedua peneliti mengambil topik *Pengaruh Pemindahan Massa Lantai Terhadap Gaya Geser, Momen Guling Dan Simpangan Pada Gedung Bertingkat.* Pada penelitian tersebut peneliti mencoba meneliti pengaruh pemindahan massa lantai (*switch*) terhadap gaya geser, momen guling dan simpangan pada gedung bertingkat dengan asumsi beban gempa berupa beban statik lateral. Dari penelitian ini terdapat ketidaksesuaian pada asumsi beban gempa yaitu beban gempa diasumsikan sebagai beban statik lateral. Hal ini juga akan memberikan hasil yang kurang sesuai dengan kenyataan yang ada di lapangan.

2. Penelitian Famularsih dan Wirogo (1999)

Penelitian yang dilakukan, mengambil pokok bahasan *Pengaruh Perubahan Kekakuan Terhadap Besarnya Gaya Geser Dasar Dan Momen Guling Pada Gedung Bertingkat Banyak.* Penelitian ini menunjukkan bahwa pada kekakuan tingkat sebesar 60 % dari kekakuan awal menyebabkan berkurangnya gaya geser dasar ditinjau dari kapasitas gaya geser dasar pada saat kekakuan 100 %. Pada penelitian ini menggunakan beban gempa berupa respon spektra, seperti yang tercantum dalam PPTGIUG 1983. Seperti halnya dengan penelitian Gunadi dan Gusmadi (1999) asumsi beban gempa yang dipakai kurang representatif dengan sifat bebannya, sehingga hasilnya tidak sesuai dengan kenyataan yang ada di lapangan.

3. Eddi Wahyudi dan Hamdi (1995).

Kedua peneliti ini mengambil topik *Analisa Dinamik pada Struktur Gedung Bertingkat Banyak.* Dalam penelitian ini kedua peneliti mencoba mencari

metode lain dalam perencanaan gedung bertingkat banyak yaitu dengan menggunakan analisa dinamik. Dengan menggunakan metode ini hasil yang diperoleh akan dianalisa dan dibandingkan dengan hasil perencanaan apabila digunakan metode analisis statik ekuivalen yang telah umum digunakan di Indonesia. Sistem pembahasan yang dilakukan akan dimulai dari metode analisis menggunakan derajat kebebasan tunggal (*single degree of freedom*) dan kemudian meningkat pada derajat kebebasan banyak (*multi freedom of freedom*).

Pada penelitian ini percepatan tanah tidak diperhitungkan, maka hasilnya selalu tetap, padahal semakin besar percepatan tanah, semakin besar pula gaya geser gempa yang terjadi, selain itu juga gaya geser yang dihasilkan oleh metode ini, tidak terdistribusi secara linier.

4. Dhani Prasetyo dan Jayadi Windu Armita (2000).

Kedua peneliti ini mengambil tofik *Respon Seismik Struktur Beton Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa*. Pada penelitian ini kedua peneliti mencoba mengetahui sejauh mana pengaruh kandungan frekuensi beban gempa terhadap respon struktur bertingkat banyak, dengan melihat hasil analisa simpangan relatif, simpangan antar tingkat dan gaya geser tingkat serta gaya geser dasar serta memperoleh rentang frekuensi atau rasio percepatan maksimum dan kecepatan maksimum beban gempa yang cenderung menyebabkan respon struktur menjadi maksimum dengan melihat simpangan relatif tingkat, simpangan antar tingkat, gaya geser tingkat dan gaya geser dasar yang terjadi pada struktur.

Dalam penelitian ini kedua peneliti menggunakan model struktur dengan kekakuan, massa, rasio redaman yang sama, padahal dalam kenyataannya tidak semua struktur mempunyai kondisi seperti di atas.

2.2 Permasalahan yang akan diteliti

Berdasarkan tinjauan pustaka di atas, maka perlu adanya penelitian dengan pokok-pokok permasalahan sebagai berikut ini:

1. Pada perencanaan struktur bertingkat banyak yang direncanakan dengan beban gempa perlu direncanakan dengan beban gempa yang mendekati kenyataan. Dengan beban berupa *time history* dapat diketahui perilaku dinamik struktur akibat beban gempa tersebut.
2. Untuk mengetahui sejauh mana pengaruh beban gempa terhadap respon struktur, maka akan ditinjau pengaruh kandungan frekuensi beban gempa terhadap respon struktur, yang berupa simpangan relatif maksimum, simpangan antar tingkat maksimum, gaya geser tingkat maksimum dan gaya geser dasar maksimum serta momen guling maksimum..
3. Untuk mendapatkan hasil yang sesuai dengan sifat beban dinamik, maka digunakan program komputer yang mampu menyelesaikan persoalan dinamik.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Perencanaan struktur tahan gempa harus memperhitungkan pengaruh gempa setempat yang pernah terjadi terhadap struktur yang akan direncanakannya, hal ini bertujuan mengantisipasi apabila terjadi gempa serupa. Untuk menetapkan *ground motion* yang akan digunakan pada perancangan suatu struktur, idealnya diperlukan studi tentang sejarah kegempaan pada daerah di mana struktur tersebut akan didirikan (Cramer,1996).

Pengendalian simpangan pada perancangan struktur tahan gempa dapat dicapai, dengan cara mengetahui terlebih dahulu karakteristik beban gempa yang dominan menyebabkan respon struktur menjadi maksimum, Perhitungan dalam penelitian ini menggunakan beberapa teori yang umum digunakan untuk analisa dinamik. Teori-teori tersebut diantaranya adalah sebagai berikut.

3.2 Formulasi Persamaan Differensial Gerakan

3.2.1 Properti Struktur

3.2.1.1 Massa Struktur

Sebagaimana telah diketahui bahwa suatu struktur yang kontinyu kemungkinan mempunyai banyak derajat kebebasan karena banyaknya massa yang mungkin dapat ditentukan. Banyaknya derajat kebebasan yang umumnya

berasosiasi dengan jumlah massa tersebut akan menimbulkan kesulitan. Hal ini terjadi karena banyaknya persamaan differensial yang ada. Maka untuk itu diperlukan beberapa asumsi.

Terdapat dua pendekatan pokok yang umumnya dilakukan untuk mendiskripsikan massa struktur. Pendekatan pertama adalah sistem diskretisasi massa yaitu massa dianggap menggumpal pada tempat-tempat tertentu. Apabila prinsip bangunan geser (*shear building*) dipakai maka setiap massa hanya akan bergerak secara horisontal. Karena percepatan hanya terjadi pada struktur yang mempunyai massa maka matriks massa merupakan matrik diagonal.(Widodo,1996)

Pendekatan yang kedua adalah menurut prinsip *consistent mass matrix* yang mana elemen struktur akan berdeformasi menurut bentuk fungsi (*shape function*). Apabila tiga derajat kebebasan (horisontal, vertikal dan rotasi) diperhitungkan pada setiap mode maka standar *consistent mass matrix* dapat diperoleh dengan *off diagonal matriks* tidak sama dengan nol sebagaimana *lumped mass*. Pada struktur yang massanya terdistribusi secara merata, misalnya analisa getaran balok atau cerobong, maka pemakaian prinsip *consistent mass matix* menjadi lebih tepat. Namun demikian, pada struktur bangunan bertingkat banyak yang mana struktur umumnya terkonsentrasi pada masing-masing tingkat, maka prinsip *lumped mass* banyak dipakai dan cukup akurat. Besarnya massa tiap tingkat dapat dihitung dengan rumus

$$m_i = w/g \qquad (3.1)$$

dimana m_i, w, g secara berurutan adalah massa, berat dan percepatan grafitasi.

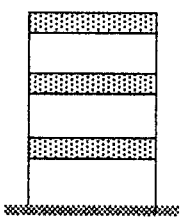
3.2.1.2 Redaman.

Redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) oleh struktur akibat adanya berbagai macam sebab. Beberapa penyebab itu diantaranya adalah pelepasan energi oleh adanya gerakan antara molekul di dalam material, pelepasan energi oleh gesekan alat penyambung maupun sistem dukungan, pelepasan energi akibat gesekan dengan udara dan pada *respon elastik* pelepasan energi juga terjadi akibat rotasi sendi plastik. Karena redaman berfungsi melepaskan energi, maka hal tersebut akan mengurangi respon struktur.

Jika menggunakan Modal Analysis (Deterministic Respon Spectra), yang dibutuhkan adalah nilai-nilai ξ_i , i=1,2,...s, untuk semua modes, dan para ahli mempunyai beberapa ide yang beralasan tentang nilai-nilai ξ untuk bermacam-macam struktur.

Apabila integrasi langsung digunakan pada persamaan gerakan, maka matrik damping diperlukan. Bentuk-bentuk matrik redaman :

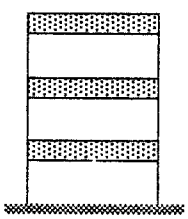
1. Kekuatan redaman proporsional untuk kecepatan mutlak, yaitu $\{F_d\} \propto \{\dot{y}\}$



$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & c_2 & 0 \\ 0 & 0 & c_3 \end{bmatrix}$$

Matrik redaman mempunyai bentuk yang sama dengan massa matrik.

2. Kekuatan damping proposional dengan gerakan.



$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & 0 \\ -c_1 & c_1 + c_2 & -c_2 \\ 0 & -c_2 & c_2 \end{bmatrix}$$

Damping matrik mempunyai bentuk sama dengan matrik kekakuan.

Beberapa kemungkinan atau cara untuk memperoleh redaman, yaitu:

a. Kemungkinan Pertama (I)

$$[C] = \alpha[M] \quad \text{.....(3.2)}$$

dimana α adalah skalar.

$$[\phi^T][C][\phi] = \alpha[M^*] \quad \text{.....(3.3)}$$

Secara normal diasumsikan,

$$[\phi^T][C][\phi] = [C^*] = [2\xi\omega M^*] \quad \text{.....(3.4)}$$

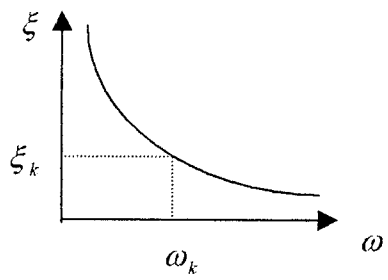
$$2\xi_i\omega_i M_i^* = \alpha M_i^* \quad \text{.....(3.5)}$$

i = 1,2,3,....n

Untuk menghitung α $\xi = \xi_k$, dimana $\omega = \omega_k$

$$\alpha = 2\xi_k\omega_k \quad \text{.....(3.6)}$$

Damping ratio untuk semua mode yang lain, dikhususkan



$$2\xi_i\omega_i M_i^* = 2\xi_k\omega_k M_i^* \quad \text{.....(3.7)}$$

$$\xi_i = \frac{\omega_k\xi_k}{\omega_i} \quad \text{.....(3.8)}$$

b. Kemungkinan II

$$[C] = \beta[K] \quad \text{.....(3.9)}$$

Orthogonalitas

$$[\phi^T][C][\phi] = [C^*] = \beta[K^*] = \beta[\omega^2 M^*] \quad \text{.....(3.10)}$$

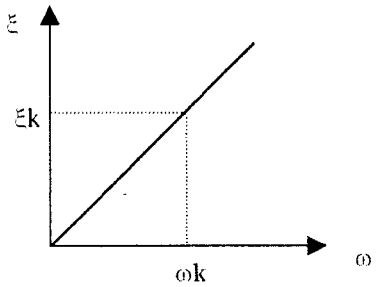
Untuk mencari nilai β

$$2\xi_i\omega_i M_i^* = \beta\omega_i^2 M_i^* \quad \text{.....(3.11)}$$

untuk nilai i = 1,2,3,....n, untuk mode k, maka ξ_k secara khusus

$$\beta = \frac{2\xi_k}{\omega_k} \quad \text{.....(3.12)}$$

Untuk semua mode yang lain,



$$2\xi_i\omega_i M_i^* = \frac{2\xi_k}{\omega_k}\omega_i^2 M_i^* \quad \text{.....(3.13)}$$

$$\xi_i = \xi_k \frac{\omega_i}{\omega_k} \quad \text{.....(3.14)}$$

c. Kemungkinan III (Solusi secara umum)

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad \text{..... (3.15)}$$

$$[C^*] = \alpha[M^*] + \beta[\omega^2 M^*]$$

$$2\xi_i\omega_i^* M_i^* = \alpha M_i^* + \beta\omega^2 M_i^* \quad \text{.....(3.16)}$$

$$2\xi_i\omega_i = \alpha + \beta\omega_i^2$$

Sekarang kita mempunyai dua variabel untuk dimanipulasi, dikhususkan nilai ξ_k dan ξ_j untuk modes k dan j, maka

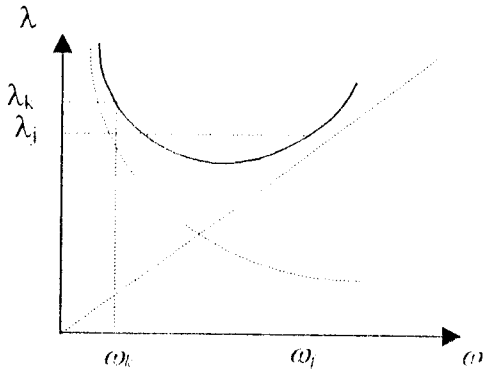
$$\begin{aligned} 2\xi_k\omega_k &= \alpha + \beta\omega_k^2 \\ 2\xi_j\omega_j &= \alpha + \beta_j^2 \end{aligned} \quad \text{.....(3.17)}$$

Penyelesaian untuk dua persamaan simultan ini adalah,

$$\beta = 2\left(\xi_k\omega_k - \xi_j\omega_j\right)/\left(\omega_k^2 - \omega_j^2\right) \quad \text{.....(3.18)}$$

$$\alpha = 2\xi_k\omega_k - \beta\omega_k^2 \quad \text{.....(3.19)}$$

Untuk semua jenis mode lainnya,



$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \frac{\beta\omega_i}{2} \qquad (3.20)$$

Semua metode ini adalah merupakan kasus-kasus dari Caughey atau Rayleigh Damping. Prinsip dari Rayleigh Damping

Secara umum $[C] = [M]\sum_{i,\,b}^{q,\,b-1} a_i \left[[M^{-1}][K]\right]^i$ ..... (3.21)

Dimana: b adalah bilangan Integer $-\infty \le b \le \infty$

q adalah nomor dari mode-mode untuk nilai-nilai ξ,

Kemungkinan I , b = 0 , q = 1

Kemungkinan II , b = 1 , q = 1

Kemungkinan III, b = 0 , q = 2

Kemungkinan-kemungkinan lainnya termasuk kombinasi $km^{-1}km^{-1}k$, $km^{-1}k$, k, m, $mk^{-1}m$, $mk^{-1}mk^{-1}m$.

Tabel 3.1 Nilai-nilai ξ yang disarankan

Struktur	ξ
Beton Monolit	5 % - 10 %
Beton Bertulang	5 % - 10 %
Struktur Baja	1 % untuk amplitudo kecil. 4 % - 8% untuk ampitudo besar
Bangunan Kayu	10% - 20 %
Bangunan Batu	6% - 18 %

Untuk struktur dengan respon elastik, umumnya rasio redaman (damping ratio) ξ umumnya dianggap konstan. Pada mode yang lebih tinggi umumnya frekuensi sudut ω akan lebih besar sehingga koefesien redaman akan membesar walaupun rasio redaman tetap.

Menurut hasil penelitian (Chopra, 1995) menunjukkan bahwa rasio redaman akan meningkat cukup signifikan pada mode-mode yang lebih tinggi.

3.2.1.3 Kekakuan

Pada prinsip bangunan geser (*shear building*) balok lantai tingkat dianggap tetap horisontal baik sebelum maupun sesudah terjadi penggoyangan. Adanya plat lantai yang menyatu secara kaku dengan balok diharapkan dapat membantu kekakuan balok sehingga anggapan tersebut tidak terlalu kasar, pada prinsip desain bangunan tahan gempa dikehendaki agar kolom lebih kuat dibanding balok, namun demikian rasio tersebut tidak selalu linier dengan kekakuannya. Dengan prinsip *shear building* ini maka memungkinkan pemakaian *lumped mass model*. Pada prinsip ini, kekakuan setiap kolom dapat dihitung dengan rumus standar.

Pada prinsipnya semakin kaku balok maka semakin besar kemampuannya dalam mengekang rotasi ujung kolom, sehingga akan menambah kekakuan kolom. Apabila kekakuan balok akan diperhitungkan, artinya balok dan plat lantai tidak kaku sempurna, maka kekakuan kolom berdasarkan rumus Muto (1975) ataupun Aydin dan Gonen (1994) dapat dipakai. Perhitungan balok akan lebih teliti apabila pengaruh plat lantai ikut diperhatikan sehingga diperhitungkan sebagai balok T.

Pada prinsip Muto, kekakuan joint juga dapat diperhitungkan sehingga hitungan kekakuan baik kekakuan balok maupun kolom menjadi lebih teliti.

Pada penelitian ini besarnya kekakuan tiap tingkat dihitung dengan prinsip Shear Building sebagai berikut :

$$k_t = 12\,E\,I / H^3 \quad \text{.....(3.22)}$$

dimana $I = bh^3/12$, sehingga

$$k_t = E * bh^3/H^3 \quad \text{.....(3.23)}$$

E adalah modulus elastisitas bahan, modulus elastisitas dari beton bertulang diambil 200000 kg/cm^2.

Dengan melihat data struktur, maka kekakuan dihitung secara paralel yaitu kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan kolom, secara matematis dapat dituliskan dengan rumus berikut :

$$k_t = \Sigma k_c \quad \text{.....(3.24)}$$

dengan k_t, dan k_c adalah kekakuan tingkat dan kekakuan kolom, sehingga kekakuan tingkat ke-i dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$k_{t_i} = 2 * k_{ctp_i} + \sum_{j=1}^{n} k_{ctg_i} \quad \text{.....(3.25)}$$

dimana, k_{ti}, k_{ctp}, k_{ctg} adalah kekakuan tingkat ke-i, kekakuan kolom tepi dan kekakuan kolom tengah.

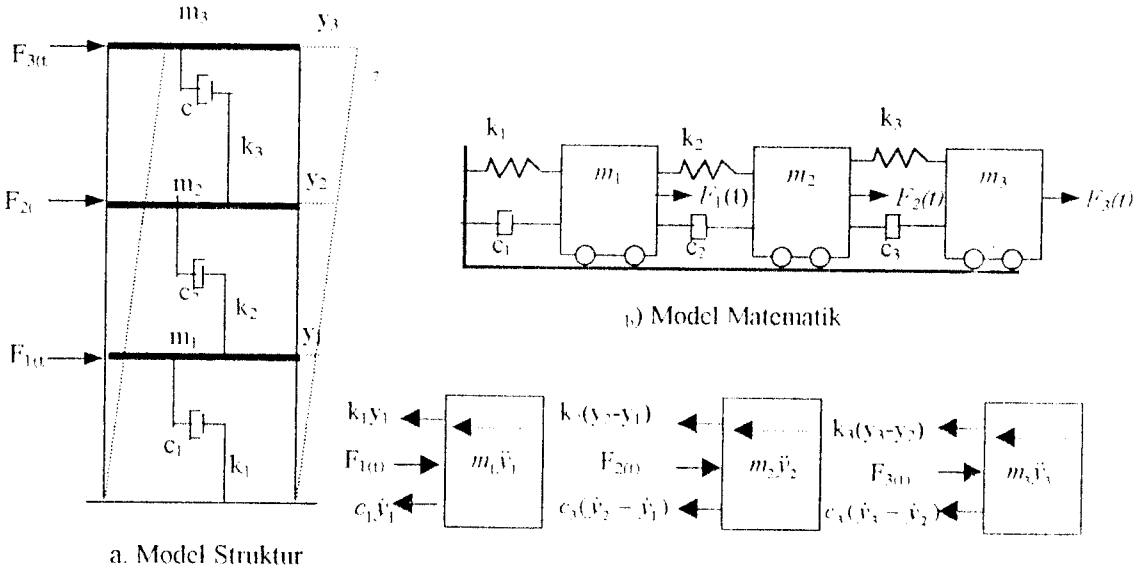
3.3 Struktur dengan Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

Untuk memperoleh persamaan differensial gerakan pada struktur bertingkat banyak maka dipakai anggapan dan pendekatan yaitu digunakan prinsip *shear building*. Untuk memperoleh persamaan differensial tersebut, maka dipakai

prinsip keseimbangan dinamik (*dynamic Equilibrium*) pada suatu massa yang ditinjau.

Pada gedung bangunan gedung bertingkat-3 seperti gambar 3.1, maka struktur akan mempunyai tiga derajat kebebasan , sehingga struktur yang mempunyai i-tingkat akan mempunyai i-derajat kebebasan dan mempunyai i-modes.

Untuk memperoleh persamaan differensial gerakan pada struktur MDOF umumnya disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut *first mode* atau mode pertama yaitu goyangan yang $y_3 > y_2 > y_1$. *modes*.



Gambar 3.1. Model Struktur MDOF

Berdasarkan keseimbangan dinamik pada *free body* diagram gambar 3.1, maka akan diperoleh persamaan seperti di bawah ini

$$
\begin{aligned}
&m_1\ddot{y}_1 + c_1\dot{y}_1 + k_1 y_1 - c_2(\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_2(y_2 - y_1) - F_1(t) = 0 \\
&m_2\ddot{y}_2 + c_2(\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + k_2(y_2 - y_1) - c_3(\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - k_3(y_3 - y_2) - F_2(t) = 0, \quad \ldots (3.26) \\
&m_3\ddot{y}_3 + c_3(\dot{y}_3 - \dot{y}_2) + k_3(y_3 - y_2) - F_3(t) = 0
\end{aligned}
$$

dengan menyusun persamaan di atas menurut paramater yang sama (percepatan, kecepatan, dan simpangan), maka persamaan (3.26) dapat ditulis menjadi matriks uraian seperti di bawah ini,

$$
\begin{aligned}
&m_1\ddot{y}_1 + (c_1 + c_2)\dot{y}_1 - c_2\dot{y}_2 + (k_1 + k_2)y_1 - k_2 y_2 = F_1(t) \\
&m_2\ddot{y}_2 - c_2\dot{y}_1 + (c_2 + c_3)\dot{y}_2 - c_3\dot{y}_3 - k_2 y_1 + (k_2 + k_3)y_2 - k_3 y_3 = F_2(t) \quad \ldots\ldots (3.27) \\
&m_3\ddot{y}_3 - c_3\dot{y}_2 + c_3\dot{y}_3 - k_3 y_2 + k_3 y_3 = F_3(t)
\end{aligned}
$$

Selanjutnya persamaan (3.27) dapat ditulis dalam bentuk matriks ekspresi,

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{F_{(t)}\} \quad \ldots\ldots (3.28)$$

yang mana matriks ekspresi di atas (matriks-matriks massa, redaman, dan kekakuan) masing-masing adalah,

$$
[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix}
$$

$$
[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad \ldots\ldots (3.29)
$$

Sedangkan $\{\ddot{y}\}, \{\dot{y}\}, \{y\}$ dan {F(t)} masing-masing adalah vektor percepatan, vektor kecepatan, vektor simpangan dan vektor beban, atau,

$$
\{\ddot{y}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{\dot{y}\} = \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix}, \{y\} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} \quad \text{dan} \quad \{F(t)\} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix} \quad \ldots\ldots (3.30)
$$

3.4 Getaran Bebas pada Struktur MDOF

Pada umumnya suatu struktur akan bergoyang apabila memperoleh pembebanan dari luar misalnya akibat beban angin maupun akibat gerakan tanah/gempa. Getaran-getaran seperti ini dikelompokkan sebagai getaran dipaksa atau *forced vibration system*. Membahas tentang getaran bebas pada struktur yang derajat kebebasan banyak akan diperoleh beberapa karakter struktur yang penting dan sangat bermanfaat pada analisa dinamika struktur. Pembahasan masalah ini masih diikuti dengan penyederhanaan permasalahan yaitu dengan menganggap struktur tidak mempunyai redaman (*undamped system*).

3.4.1 Nilai karakteristik (Eigenproblem)

Sebagaiman kita ketahui bahwa getaran bebas (*free vibration system*) pada kenyataannya jarang terjadi pada struktur MDOF, tetapi membahas jenis getaran ini akan diperoleh suatu besaran/karakteristik dari struktur yang bersangkutan yang selanjutnya sangat berguna untuk pembahasan-pembahasan respon struktur berikutnya. Besaran-besaran tersebut terutama adalah frekuensi sudut dan normal modes.

Pada getaran bebas untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka persamaan differensial gerakannnya seperti persamaan berikut, dengan nilai ruas kanan sama dengan nol :

$$[M]\{\ddot{y}\}+[C]\{\dot{y}\}+[K]\{y\}=0 \qquad \text{(3.31)}$$

Seperti kita ketahui bahwa frekuensi sudut pada struktur dengan redaman (*damped frequency*) nilainya hampir sama degan frekuensi sudut pada struktur tanpa redaman, apabila nilai damping ratio cukup kecil. Apabila hal ini diadopsi

untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka nilai C= 0, persamaan (3.31) menjadi,

$$[M]\{\ddot{y}\} + [K]\{y\} = \{0\} \quad \text{..... (3.32)}$$

Karena persamaan (3.32) adalah persamaan differensial pada struktur MDOF yang dianggap tidak mempunyai redaman, maka sebagaimana penyelesaian persamaan differensial yang sejenis , maka penyelesaian persamaan tersebut diharapkan dalam fungsi harmonik menurut bentuk,

$$\begin{aligned} Y &= \{a\}_i \sin(\omega t) \\ \dot{Y} &= \omega\{a\}_i \cos(\omega t) \\ \ddot{Y} &= -\omega^2\{a\}_i \sin(\omega t) \end{aligned} \quad \text{..... (3.33)}$$

dimana $\{a\}_i$ adalah suatu ordinat massa pada mode yang ke-i. Subsitusi persamaan (3.33) ke dalam persamaan (3.32) selanjutnya akan diperoleh

$$\begin{aligned} -\omega^2[M]\{a\}_i \sin(\omega t) + [K]\{a\}_i \sin(\omega t) &= 0 \\ \{[K] - \omega^2[M]\}\{a\}_i &= 0 \end{aligned} \quad \text{..... (3.34)}$$

Persamaan (3.34) adalah suatu persamaan yang sangat penting dan biasa disebut persamaan *eigenproblem* atau karakteristik problem. Persamaan ini adalah persamaan simultan yang harus dicari penyelesaiannya. Persamaan simultan baik persamaan yang homogen maupun yang tidak homogen dapat diselesaikan dengan memakai dalil Cramer (1704-1752), seorang ahli matematika bangsa Swiss. Dalil tesebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada nilainya apabila determinan dari matriks yang merupakan koefesien dari vektor $\{a\}_i$ adalah nol sehingga,

$$\{[K] - \omega^2[M]\} = 0 \quad \text{..... (3.35)}$$

Jumlah *mode* pada struktur dengan derajat kebebasan banyak biasanya dapat dihubungkan dengan jumlah massa. *Mode* itu sendiri adalah jenis/pola/ragam getaran/goyangan suatu struktur bangunan. *Mode* ini hanya merupakan fungsi dari properti dinamik dari struktur yang bersangkutan (di dalam ini adalah hanya massa dan kekakuan tingkat) dan bebas dari pengaruh waktu dan frekuensi getaran. Dengan adanya hubungan antara jumlah mode dengan jumlah massa struktur, maka bangunan yang mempunyai 5-tingkat misalnya, akan mempunyai 5 derajat kebebasan dan akan mempunyai 5 jenis *mode* getaran dan akan mempunyai 5 nilai frekuensi sudut yang berhubungan langsung dengan jenis/nomor *mode*. Apabila jumlah derajat kebebasan adalah n, maka persamaan (3.35) akan menghasilkan suatu polinomial pangkat n yang selanjutnya akan menghasilkan ω_i^2 untuk i=1,2,3....n. Selanjutnya, subsitusi masing-masing frekuensi sudut ω_i kedalam persamaan (3.35) akan diperoleh nilai-nilai *mode shape*.

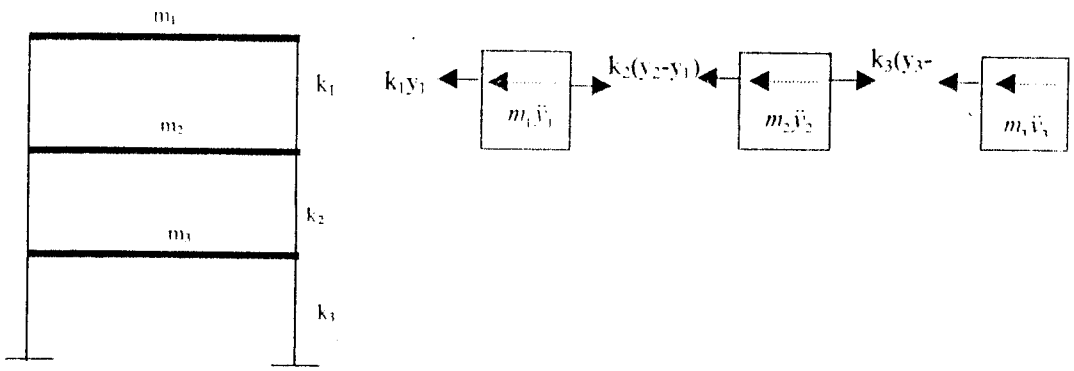
Untuk menghitung menghitung frekuensi sudut dan ordinat-ordinat mode shape untuk bangunan yang memiliki derajat kebebasan lebih dari dua, tidak dapat dicari hanya dengan menggunakan determinan (metode Crammer).

Terdapat banyak cara yang dapat dipakai untuk mencari nilai-nilai fekuensi sudut dan mode shape, mulai dari cara yang sederhana tetapi kurang berdaya guna sampai pada cara yang rumit tetapi mempunyai daya guna yang lebih baik. Oleh karena itu masing-masing cara mempunyai keuntungan dan kelemahan sendiri-sendiri. Beberapa cara yang dipakai untuk mencari nilai-nilai tersebut diantaranya adalah:

3.4.1.a Metode Polinomial

Metode ini pada dasarnya masih menggunakan persamaan *eigenproblem* sebagaimana dibahas sebelumnya. Untuk mencari *eigenvektor* (nilai-nilai frekuensi sudut) tidak lagi dipakai cara determinan. Cara yang dipakai adalah dengan mentransfer persamaan simultan *eigenproblem* menjadi suatu persamaan polinomial pangkat banyak. Akar-akar persamaan polinomial tersebutlah yang akan dicari yang seterusnya akan menghasilkan nilai-nilai *eigenvektor*. Pada metode ini kelihatan bahwa pada struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka akan diperoleh persamaan polinomial yang berpangkat banyak pula.

Untuk membahas cara polinomial ini maka dapat ditinjau suatu struktur dengan lantai seperti pada gambar 3.2.



Gambar 3.2 Struktur bangunan dan free body diagram

Berdasarkan kesimbangan gaya-gaya pada *free body* diagram gambar 3.2, maka akan diperoleh persamaan differensial simultan gerakan di bawah ini

$$\begin{aligned} &m_3\ddot{y}_3 + c_1\dot{y}_1 + k_3 y_3 - k_2(y_2 - y_3) = 0 \\ &m_2\ddot{y}_2 + k_2(y_2 - y_3) - k_1(y_2 - y_1) = 0, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.36) \\ &m_1\ddot{y}_1 + k_1(y_1 - y_2) = 0 \end{aligned}$$

maka persamaan (3.36) dapat ditulis menjadi persamaan yang lebih sedehana seperti di bawah ini,

$$\begin{aligned} m_3\ddot{y}_3 + (k_3 + k_2)y_3 - k_2y_2 &= 0 \\ m_2\ddot{y}_2 - k_2y_3 + (k_2 + k_1)y_2 - k_1y_1 &= 0 \\ m_1\ddot{y}_1 - k_1y_2 + k_1y_1 &= 0 \end{aligned} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.37)$$

Persamaan 3.37 dapat ditulis dalam bentuk matriks sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix} m_3 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_3 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_3 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_1) & -k_1 \\ 0 & k_1 & k_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_3 \\ y_2 \\ y_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (3.38)$$

Untuk lebih jelasnya mengenai metode polinomial diambil contoh hitungan seperti struktur pada gambar 3.2.

Data struktur : m_1 = 1,0 kg det^2/cm ; m_2 = 1,5 kgdet^/cm ; m_3 = 2,0 kgdet^2/cm

k_1 = 600 kg/cm2 (2 kolom) ; k_2 = 1200 kg/cm2 (2 kolom)

k_3 = 1800 kg/cm2 (2 kolom)

Penyelesaian :

Misalnya dipakai, unit massa m = 1 kgdet2/cm dan unit kekakuan k = 600 kg/cm maka matriks massa dan kekakuan menjadi:

$$[M] = \begin{bmatrix} 2m & 0 & 0 \\ 0 & 1{,}5m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.39)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 5k & -2k & 0 \\ -2k & 3k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.40)$$

Dengan memperhatikan matriks-matriks di atas maka persamaan eigenproblem yang dapat disusun adalah sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} 5k-2\omega^2 m & -2k & 0 \\ -2k & 3k-1.5\omega^2 m & -k \\ 0 & -k & k-\omega^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{.....(5.41)}$$

Persamaan 5.41 dapat ditulis menjadi:

$$\begin{bmatrix} 5-\dfrac{2\omega^2}{k/m} & -2 & 0 \\ -2 & 3-1.5\dfrac{\omega^2}{k/m} & -1 \\ 0 & -1 & 1-\dfrac{\omega^2}{k/m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{.....(3.42)}$$

apabila diambil suatu notasi $\lambda = \dfrac{\omega^2}{k/m}$, maka persamaan 3.42 menjadi

$$\begin{bmatrix} 5-2\lambda & -2 & 0 \\ -2 & 3-1.5\lambda & -1 \\ 0 & -1 & 1-\lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{.....(3.43)}$$

apabila persamaan 3.43 disederhanakan maka akan diperoleh,

$$\begin{aligned} &(5-2\lambda)\phi_3 - 2\phi_2 = 0 \\ &-2\phi_3 + (3-1.5\lambda)\phi_2 - 1.6\phi_1 = 0 \\ &-\phi_2 + (1-\lambda)\phi_1 = 0 \end{aligned} \quad \text{.....(3.44)}$$

Sebagaimana dijelaskan sebelumnya bahwa penyelesaian persamaan simultan homogen tidaklah memberikan nilai-nilai yang pasti, tetapi hasil-hasil yang diperoleh hanya merupakan perbandingan antara yang satu dengan yang lain. Oleh karena itu dengan mengambil nilai,

$$\phi_3 = 1 \quad \text{.....(3.54)}$$

Dengan mensubstitusikan nilai persamaan 3.54 ke dalam baris pertama persamaan 3.53 akan diperoleh

$$\phi_2 = (2{,}5 - \lambda) \quad \text{.....(3.55)}$$

Selanjutnya substitusi persamaan 3.54 dan 3.55 ke dalam baris ke-2 persamaan 3.53 maka akan diperoleh

$$\phi_1 = 1{,}5\lambda^2 - 6{,}75\lambda + 5{,}5 \quad \text{.....(3.56)}$$

Selanjutnya substitusi persamaan 3.54 dan 3.55 ke dalam baris ke-3 persamaan 3.53, setelah disusun akan diperoleh

$$1{,}5\lambda^3 - 8{,}25\lambda^2 + 11{,}25\lambda - 3 = 0 \quad \text{.....(3.57)}$$

Persamaan 3.57 adalah persamaan polinomial pangkat 3 dan nilai yang akan dicari adalah nilai-nilai λ yang merupakan akar persamaan tersebut. Setelah dicari dengan coba-coba atau menggunakan komputer, maka akan diperoleh akar-akarnya berikut nilai percepatan sudut :

$$\lambda_1 = 0.3515, \quad maka \rightarrow \omega_3 = \sqrt{0.3515 * \frac{600}{1}} = 14{,}5224 \ rad/\det$$

$$\lambda_1 = 1{,}6066, \quad maka \rightarrow \omega_2 = \sqrt{1{,}6066 * \frac{600}{1}} = 31{,}0500 \ rad/\det \quad \text{.....(3.58)}$$

$$\lambda_1 = 3{,}5419, \quad maka \rightarrow \omega_1 = \sqrt{3{,}5419 * \frac{600}{1}} = 46{,}0992 \ rad/\det$$

Kelemahan-kelemahan yang terdapat pada metode ini diantaranya, yaitu :

1. Kita akan kesulitan mencari koefesien persamaan-persamaan polinomial apabila tingkat yang kita cari terlalu tinggi.

2. Kita akan kesulitan mencari akar-akar persamaan yang jumlahnya tergantung pada jumlah DOF.

3.4.1.b Metode Jacobi

Metode solusi dasar Jacobi telah dikembangkan untuk menyelesaikan masalah-masalah matriks yang riil dan simetris. Metode tersebut diusulkan selama satu abad yang lalu dan telah digunakan secara luas. Metode Jacobi ini berusaha mentranformasi suatu matriks A menjadi matriks diagonal A_{k+1}. Dalam keadaan ini elemen-elemen diagonal utama matriks A_{k+1} adalah serupa ortogonal (*selular orthogonal*), sehingga harga-harga eigen dari matriks A_{k+1} adalah juga harga-harga eigen dari matriks A. Andaikata $A_0 = A$ dan U_i adalah matriks ortogonal yang memenuhi hubungan

$$U_1 = U_1^{-1} * A_0 * U_1 \quad \text{.....(3.59)}$$

$$A_2 = U_2^{-1} * A_1 * U_2 \quad \text{.....(3.60)}$$

atau dalam bentuk umum

$$A_{k+1} = U_{k+1}^{-1} * A_k * U_{k+1}$$
$$A_{k+1} = U_{k+1}^{-1} * A * U_{k+1} \quad \text{.....(3.61)}$$

yang mana, $U_k = U_1 U_2 U_3 \ldots\ldots U_k$, untuk $k \to \alpha$, matriks A_{k+1} menjadi matriks diagonal.

Matriks A_{k+1} dan matriks A adalah serupa ortogonal maka dapat disimpulkan bahwa harga-harga eigen dari matriks A_{k+1} sama dengan harga-harga eigen dari matriks A. Karena matriks A_{k+1} (untuk $k \to \alpha$) telah menjadi matriks

diagonal berarti bahwa harga-harga eigen terletak pada elemen-elemen diagonalnya. Masalahnya sekarang adalah bagaimana mentranformasi matriks A menjadi matriks diagonal A_{k+1}. Jacobi memperkenalkan cara mentranformasikan tersebut yang sering disebut matriks rotasi. Matriks rotasi A_{k+1} adalah sebuah matriks diagonal yang diubah menjadi

$$U_{k+1} = \begin{array}{c} \\ \\ \end{array}\begin{array}{cc} & \begin{array}{ccccc} & i & j & & \end{array} \\ & \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & \cos\alpha & -\sin\alpha & \cdots & 0 \\ 0 & \sin\alpha & \cos\alpha & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \end{bmatrix} \begin{array}{c} \\ i \\ j \\ \\ \\ \end{array} \end{array} \qquad (3.62)$$

maksudnya, mula-mula kita punya matriks diagonal, kemudian elemen-elemen untuk baris ke i dan j maupun kolom ke i dan j diganti dengan cos α dan sin α. Seperti pada persamaan berikut:

$$U_{ii} = \cos\alpha \qquad U_{ij} = -\sin\alpha$$

$$U_{ji} = \sin\alpha \qquad U_{jj} = \cos\alpha \qquad (3.63)$$

Sudut α dicari dari persamaan

$$tg\,2\alpha = 2\frac{a_{ij}^{(k)}}{a_{ii}^{(k)} - a_{jj}^{(k)}} \qquad (3.64)$$

Jadi dengan demikian dapat diperoleh elemen-elemen dari matriks U_{k+1}^{-1} dapat dicari dengan mudah karena U_{k+1} adalah matriks ortogonal sehingga $U_{k+1}^{-1} = U_{k+1}^{T}$. Dari sini dapat dihitung $A_{k+1} = U_{k+1}^{-1} * A_k * U_{k+1}$, untuk $k = 0 \rightarrow \alpha$.

Untuk k besar matriks A_{k+1} akan berubah menjadi

$$A_{k+1} = \begin{bmatrix} a_{11}^{(k)} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & a_{22}^{(k)} & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \\ 0 & 0 & \cdots & a_{nn}^{(k)} \end{bmatrix} \quad \ldots\ldots(3.65)$$

yang berarti harga-harga eigen dari matriks A_k dan A_{k+1} adalah

$$\lambda_1 = a_{11}^{\,k} \qquad \lambda_2 = a_{22}^{\,k} \qquad \lambda_n = a_{nn}^{\,k} \quad \ldots\ldots(3.66)$$

Vektor eigen dapat diperoleh dengan jalan mengalikan matrik-matrik rotasi yang telah dipakai

$$U_k = U_1 * U_2 * \ldots\ldots U_k \quad \ldots\ldots(3.67)$$

Untuk menghindari kesulitan dalam mendapatkan α, maka penentuan cos α dan sin α dari tg 2α dicari sebagai berikut.

$$\cos\alpha = \sqrt{\frac{1}{2}\left[1 + \frac{q}{\sqrt{p^2+q^2}}\right]} \quad \text{dengan } q > 0 \quad \ldots\ldots(3.68)$$

$$\sin\alpha = \frac{1}{2} * \frac{\sin 2\alpha}{\cos\alpha} = \frac{p}{2\cos\alpha\sqrt{p^2+q^2}} \quad \ldots\ldots(3.69)$$

3.5 Dekomposisi Matriks

Cara menghitung matriks dekomposisi banyak cara, salah satunya dengan menggunakan metode Cholesky. Metode Cholesky ini memanfaatkan teknik dekomposisi $A = L*U$, akan tetapi karena untuk matriks simetris.

$$A = A^T \quad \ldots\ldots(3.70)$$

maka, $L*U = (L*U)^T$ atau $L*U = U^T * L^T$ $\ldots\ldots(3.71)$

yang berarti $L = U^T$ dan $U = L^T$, jadi dekomposisi

$$A = L*U = L*L^{T} \qquad \ldots(3.72)$$

Dekomposisi dari matriks A menjadi $L*L^{T}$ dapat dilakukan dengan cara yang lebih cepat daripada dekomposisi $L*U$. sebagai contoh :

$A = L*L^{T}$

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{21} & a_{31} & a_{41} \\ a_{21} & a_{22} & a_{32} & a_{42} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{43} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & 0 & 0 & 0 \\ d_{21} & d_{22} & 0 & 0 \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} & 0 \\ d_{41} & d_{42} & d_{43} & d_{44} \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} d_{11} & d_{21} & d_{31} & d_{41} \\ 0 & d_{22} & d_{32} & d_{42} \\ 0 & 0 & d_{33} & d_{43} \\ 0 & 0 & 0 & d_{44} \end{bmatrix} \ldots\ldots(3.73)$$

Dari persamaan matriks 3.50 yang harus dicari adalah elemen-elemen d_{ij} untuk $i = 2,4$ dan $j = 1,3$. Sehingga penyelesaian persamaan matriks 3.50

$a_{11} = d_{11}^2$, $a_{21} = d_{21}*d_{11}$, $a_{31} = d_{31}*d_{11}$, $a_{41} = d_{41}*d_{11}$, $a_{22} = d_{21}^2 + d_{22}^2$,

$a_{33} = d_{31}^2 + d_{32}^2 + d_{33}^2$, $a_{44} = d_{41}^2 + d_{42}^2 + d_{43}^2 + d_{44}^2$, $a_{32} = d_{31}*d_{21} + d_{32}*d_{22}$

$a_{42} = d_{41}*d_{21} + d_{42}*d_{22}$, $a_{43} = d_{41}*d_{31} + d_{42}*d_{32} + d_{43}*d_{33}$

atau

$d_{11} = \sqrt{a_{11}}$, $d_{21} = a_{21}/d_{11}$, $d_{31} = a_{31}/d_{11}$, $d_{41} = a_{41}/d_{11}$, $d_{22} = \sqrt{(a_{22} - d_{21}^2)}$

$d_{32} = (a_{32} - d_{31}*d_{21})/d_{22}$, $d_{42} = (a_{42} - d_{41}*d_{21})/d_{22}$, $d_{43} = (a_{43} - d_{41}*d_{31})/d_{22}$

$d_{33} = \sqrt{(a_{33}^2 - d_{31}^2 - d_{32}^2)}$, $d_{44} = \sqrt{(a_{44}^2 - d_{41}^2 - d_{42}^2 - d_{43}^2)}$

Dalam bentuk umum dapat dituliskan

$$d_{i1} = \frac{a_{i1}}{d_{11}}, \quad untuk, i = 1,n$$

$$d_{ij} = \frac{1}{d_{ij}} * \left[a_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} d_{ik} * d_{jk} \right] \quad untuk, i = 3,n \quad dan, j = 2,n-1 \ldots\ldots(3.74)$$

$$d_{ii} = \sqrt{a_{ii} - \sum_{k=1}^{i-1} d_{ik}^2} \quad untuk, i = 1,n$$

3.6 Respon tak Linier dari Sistem Berderajat Kebebasan Banyak.

Untuk menyelesaikan sistem berderajat-kebebasan banyak tak linier dengan menggunakan metode Wilson-θ. Metode ini merupakan modifikasi dari metode percepatan linier langkah demi langkah. Modifikasi yang terdapat pada metode Wilson - θ memungkinkan dicapainya stabilitas numerik (*numerical stability*) dari suatu solusi tanpa melihat besarnya selang waktu yang dipilih, dengan alasan inilah metode ini dikatakan stabil tak bersyarat (*unconditionally stable*).

Anggapan dasar dari metode Wilson-θ adalah percepatan yang bervariasi secara linier dalam selang waktu t sampai $t+\theta\Delta t$, dimana $\theta \geq 1{,}0$. Harga dari faktor θ ditentukan untuk mendapatkan suatu proses numerik yang mempunyai stabilitas maksimun dari suatu solusi yang tepat. Telah dibuktikan oleh Wilson bahwa untuk $\theta \geq 1{,}38$, teori ini mutlak tidak stabil.

Persamaan-persamaan yang menyatakan kondisi keseimbangan inkremental untuk sebuah sistem berderajat kebebasan banyak dapat dijabarkan sebagai matriks-matriks ekivalen dari persamaan inkremental untuk sistem berderajat kebebasan tunggal. Jadi dengan memperhatikan kondisi-kondisi keseimbangan dinamis yang didefinisikan pada saat t_i dan $t_i+\tau$, $\tau=\theta\Delta t$, kita dapatkan persamaan inkremental,

$$M\hat{\Delta}\ddot{y}_i + C(\dot{y})\hat{\Delta}\dot{y}_i + K(y)\hat{\Delta}y_i = \hat{\Delta}F_i \qquad \text{.....} \quad (3.75)$$

di mana tanda *circumflex* diatas Δ menyatakan pertambahan/inkremental yang berhubungan dengan pertambahan selang waktu $\tau=\theta\Delta t$. Jadi :

$$\hat{\Delta}y_i = y(t_i + \tau) - y(t_i) \quad \ldots\ldots (3.76)$$

$$\hat{\Delta}\dot{y}_i = \dot{y}_i(t_i + \tau) - \dot{y}(t_i), \quad \ldots\ldots (3.77)$$

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_i = \ddot{y}_i(t_i + \tau) - \ddot{y}(t_i), \quad \ldots\ldots (3.78)$$

dan

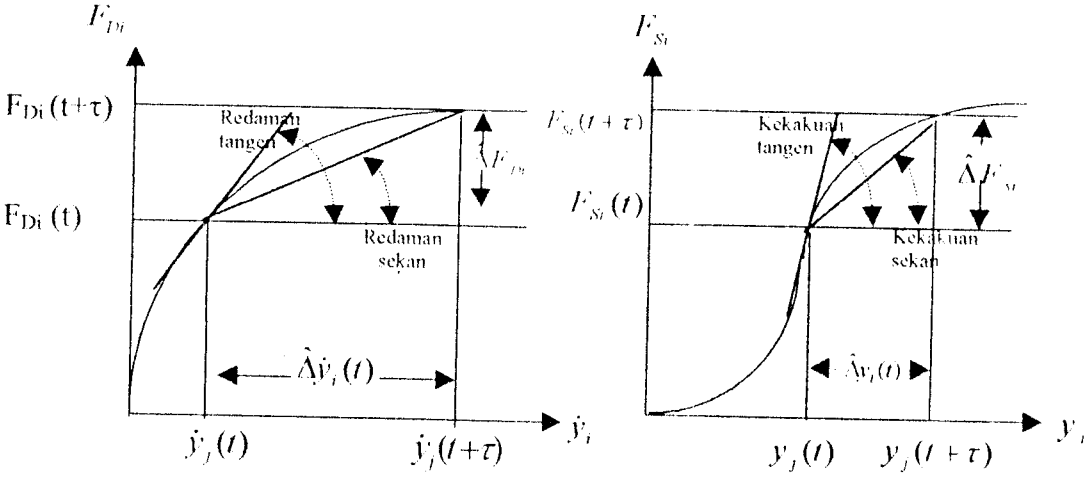
$$\hat{\Delta}F_i = F(t_i + \tau) - F(t_i), \quad \ldots\ldots (3.79)$$

Dengan menulis persamaan 3.79 dianggap bahwa, kekakuan dan redaman yang didapat untuk setiap selang waktu, lebih merupakan harga-harga awal dari tangen sehubungan dengan lengkungan yang terlihat pada gambar 3.3, daripada hanya kemiringan garis sekan yang menggambarkan proses interasi. Jadi koefisien kekakuan didefinisikan sebagai

$$k_{ij} = \frac{dF_{Si}}{dyj} \quad \ldots\ldots (3.80)$$

dan koefisien redaman sebagai

$$c_{ij} = \frac{dF_{Di}}{d\dot{y}_j} \quad \ldots\ldots (3.81)$$

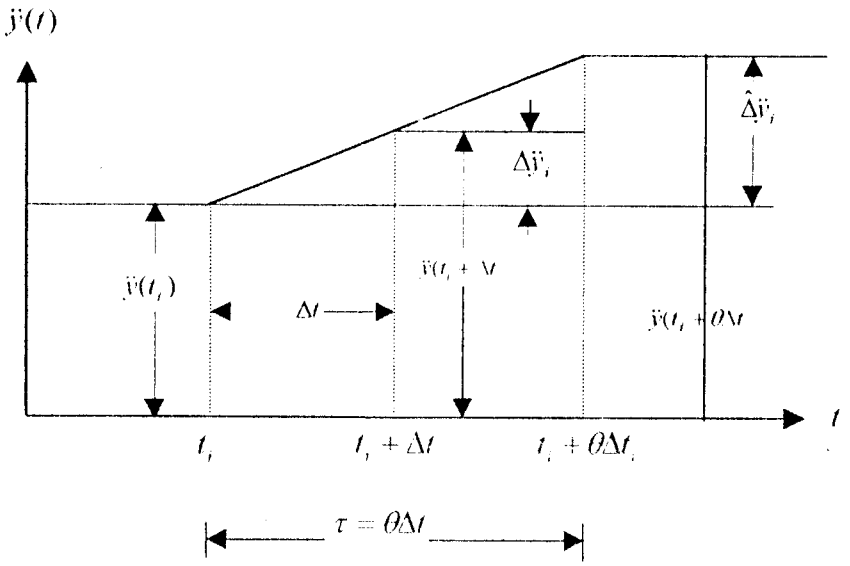


Gambar 3.3 Definisi dari koefesien pengaruh, (a). kedaman liat tak linier c_{ij} , (b). Kekakuan tak linier c_{ij} .

di mana F_{s_i} dan F_{D_i} adalah gaya elastis dan gaya redaman pada koordinat nodal i dan y_j serta $\dot{y}_j$ adalah perpindahan dan kecepatan pada koordinat nodal j.

3.6.1 Metode Wilson-θ

Seperti yang telah dikatakan sebelumnya, integrasi dari persamaan gerak tak linier dengan menggunakan metoda percepatan linier langkah demi langkah dengan bentuk pengembangan oleh Wilson, didasarkan pada anggapan bahwa percepatan dapat dinyatakan sebagai fungsi linier selama selang waktu $\tau = \theta\Delta t$ seperti terlihat pada gambar (3.4).



Gambar 3.4 Anggapan tentang percepatan linier dalam suatu pertambahan selang waktu.

Dari gambar 3.4, dapat ditulis suatu bentuk linier untuk percepatan dalam suatu pertambahan selang waktu sebagai

$$\ddot{y}(t) = \ddot{y}_i + \frac{\hat{\Delta}\ddot{y}_i}{\tau}(t - t_i) \qquad \text{.....(3.82)}$$

dimana $\hat{\Delta}\ddot{y}_i$ diberikan oleh persamaan $\hat{\Delta}\ddot{y} = \ddot{y}(t_i + \tau) - \ddot{y}(t_i)$. Dengan mengintegrasikan persamaan 3.82 sebanyak dua kali, akan menghasilkan

$$\dot{y}(t) = \dot{y}_i + \ddot{y}_i(t - t_i) + \frac{1}{2}\frac{\hat{\Delta}\ddot{y}_i}{\tau}(t - t_i)^2 \quad \text{.....(3.83)}$$

dan

$$y(t) = y_i + \dot{y}_i(t - t_i) + \frac{1}{2}\ddot{y}_i(t - t_i)^2 + \frac{1}{6}\frac{\hat{\Delta}\ddot{y}_i}{\tau}(t - t_i)^3 \quad \text{.....(3.84)}$$

dengan mengevaluasi persamaan (3.83) dan (3.84) pada akhir dari suatu selang waktu yaitu $t = t_i + \tau$, didapat

$$\hat{\Delta}\dot{y}_i = \ddot{y}_i\tau + \frac{1}{2}\hat{\Delta}\ddot{y}_i\tau \quad \text{.....(3.85)}$$

dan

$$\hat{\Delta}y_i = \dot{y}_i\tau + \frac{1}{2}\ddot{y}_i\tau^2 + \frac{1}{6}\hat{\Delta}\ddot{y}_i\tau^2 \quad \text{.....(3.86)}$$

di mana $\hat{\Delta}y_i$ dan $\hat{\Delta}\dot{y}_i$ didefinisikan oleh persamaan $\hat{\Delta}y_i = y(t_i + \tau) - y(t_i)$ dan $\hat{\Delta}\dot{y}_i = \dot{y}(t_i + \tau) - \dot{y}(t_i)$. Sekarang telah diselesaikan persamaan (3.81) untuk suatu pertambahan percepatan (*incremental acceleration*) $\hat{\Delta}\ddot{y}_i$ kemudian disubstitusikan ke dalam persamaan (3.80), maka didapatkan

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_i = \frac{6}{\tau^2}\hat{\Delta}y_i - \frac{6}{\tau}\dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \quad \text{.....(3.87)}$$

dan

$$\hat{\Delta}\dot{y}_i = \frac{3}{\tau}\hat{\Delta}y_i - 3\dot{y}_i - \frac{\tau}{2}\ddot{y}_i \quad \text{.....(3.88)}$$

akhirnya, dengan mensubstitusikan persamaan 3.87 dan 3.88 ke dalam persamaan gerak inkremental yaitu $M\hat{\Delta}\ddot{y}_i + C(\dot{y})\hat{\Delta}\dot{y}_i + K(y)\hat{\Delta}y_i = \hat{\Delta}F_i$, akan dihasilkan sebuah persamaan untuk pertambahan perpindahan (*incremental displacement*) $\hat{\Delta}y_i$ yang dapat ditulis sebagai

$$\overline{K}_i \hat{\Delta}y_i = \overline{\hat{\Delta}F}_i \qquad \text{.....(3.89)}$$

di mana

$$\overline{K}_i = K_i + \frac{6}{\tau^2}M + \frac{3}{\tau}C_i \qquad \text{.....(3.90)}$$

dan

$$\overline{\hat{\Delta}F}_i = \hat{\Delta}F_i + M\left(\frac{6}{\tau}\dot{y}_i + 3\ddot{y}_i\right) + C_i\left(3\dot{y}_i + \frac{\tau}{2}\ddot{y}_i\right) \qquad \text{.....(3.91)}$$

Persamaan (3.89) mempunyai bentuk yang sama seperti persamaan keseimbangan statis inkremental dan dapat diselesaikan untuk mendapatkan pertambahan perpindahan $\hat{\Delta}y_i$ dengan hanya menyelesaikan persamaan linier dari suatu sistem. Untuk mendapatkan pertambahan percepatan $\hat{\Delta}\ddot{y}_i$ selama suatu selang waktu, perlu kita subsitusikan harga $\hat{\Delta}y_i$ yang didapat dari solusi persamaan $\overline{K}_i\hat{\Delta}y_i = \overline{\hat{\Delta}F}_i$, ke dalam persamaan $\hat{\Delta}\ddot{y}_i = \frac{6}{\tau^2}\hat{\Delta}y_i - \frac{6}{\tau}\dot{y}_i - 3\ddot{y}_i$. Pertambahan percepatan $\hat{\Delta}\ddot{y}_i$ untuk selang waktu normal Δt, didapat dengan interpolasi linier. Jadi

$$\Delta\ddot{y} = \frac{\hat{\Delta}\ddot{y}}{\theta} \qquad \text{.....(3.92)}$$

Untuk menghitung pertambahan kecepatan $\hat{\Delta}\dot{y}_i$ dan pertambahan perpindahan $\hat{\Delta}y_i$ sehubungan dengan selang waktu τ dalam persamaan (3.85) dan (3.86), yaitu

$$\Delta\dot{y}_i = \ddot{y}_i\Delta t + 1/2\Delta\ddot{y}_i\Delta t \quad \text{.....(3.93)}$$

dan

$$\Delta y_i = \dot{y}_i\Delta t + 1/2\ddot{y}_i\Delta t^2 + 1/6\Delta\ddot{y}_i\Delta t^2 \quad \text{.....(3.94)}$$

Akhirnya, perpindahan y_{i+1} dan kecepatan $\dot{y}_{i+1}$ pada akhir dari selang waktu normal, dihitung dengan

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i \quad \text{.....(3.95)}$$

dan

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta\dot{y}_i \quad \text{.....(3.96)}$$

maka percepatan awal untuk selang waktu berikutnya dihitung dari kondisi keseimbangan dinamis pada waktu $t + \Delta t$, jadi

$$\ddot{y}_{i+1} = M^{-1}\left[F_{i+1} - C_{i+1}\dot{y}_{i+1} - K_{i+1}y_{i+1}\right] \quad \text{.....(3.97)}$$

di mana perkalian $C_{i+1}\dot{y}_{i+1}$ serta $K_{i+1}y_{i+1}$ menyatakan vektor-vektor gaya redaman dan gaya kekakuan pada akhir selang waktu $t_{i+1} = t_i + \Delta t$. Bila vektor perpindahan, kecepatan dan percepatan telah ditentukan pada waktu $t_{i+1} = t_i + \Delta t$, maka proses perhitungan diulangi untuk mendapatkan besaran-besaran tersebut di atas pada selang waktu berikutnya $t_{i+2} = t_{i+1}\Delta t$ dan proses ini dilanjutkan sampai dengan waktu akhir yang diinginkan.

Percepatan linier langkah demi langkah ini mempunyai dua pendekatan dasar yaitu:

(1) Percepatan dianggap bervariasi linier sepanjang selang waktu

(2) Karakteristik redaman dan kekakuan dari struktur dievaluasi pada awal selang waktu dan dianggap tetap konstan sepanjang selang waktu tersebut.

Algoritma dari proses iterasi suatu sistem linier dengan metode wilson-θ dan penggunaan metode ini akan dibahas pada bagian berikut ini.

3.6.2 Algoritma Untuk Solusi Langkah Demi Langkah Dari Sistem Suatu Linier Dengan Menggunakan Metode Integrasi Wilson-θ (Algoritma For Step By Step Solution Of A Linier System Using The Wilson -θ Integration Method).

3.6.2.1 Pendahuluan

1. Susunlah matriks kekakuan K, matrik massa M dan matrik redaman C dari sistem.
2. Tentukan harga-harga awal untuk perpindahan y_0, kecepatan $\dot{y}_0$, dan gaya F_0.
3. Hitung percepatan awal $\ddot{y}_0$ dari $M\ddot{y}_0 = F_0 - C\dot{y}_0 - Ky_0$.
4. Pilih suatu selang waktu Δt, faktor θ (biasanya diambil sebesar 1,4) dan hitung konstanta-konstanta $\tau, a_1, a_2, a_3,$ dan a_4 dari hubungan-hubungan berikut, $\tau = \theta\Delta t$; $a_1 = \frac{3}{\tau}$; $a_2 = \frac{6}{\tau}$; $a_3 = \frac{\tau}{2}$; $a_4 = \frac{6}{\tau^2}$.
5. Susunlah matriks kekakuan efektif $\overline{K}$, yaitu

$$\overline{K} = K + a_4 M + a_1 C \quad \text{.....(3.90)}$$

3.6.2.2 Untuk setiap selang waktu.

1. Dengan interpolasi linier, hitunglah pertambahan beban $\hat{\Delta}F_i$ untuk selang waktu t_i sampai dengan $t_i + \tau$, dari hubungan berikut ini.

$$\hat{\Delta}F_i = F_{i+1} + (F_{i+2} - F_{i+1})(\theta - 1) - F_i \quad \text{.....(3.98)}$$

2. Hitung pertambahan beban efektif $\overline{\hat{\Delta}F_i}$ untuk selang waktu t_i sampai dengan $t_i + \tau$ dari hubungan berikut ini

$$\overline{\hat{\Delta}F_i} = \hat{\Delta}F_i + (a_2 M + 3C)\dot{y}_i + (3M + a_3 C)\ddot{y}_i \quad \text{.....(3.91)}$$

3. Selesaikan bentuk berikut ini untuk mendapatkan pertambahan perpindahan $\hat{\Delta}y_i$.

$$\overline{K}\hat{\Delta}y_i = \overline{\hat{\Delta}F_i}. \quad \text{.....(3.89)}$$

4. Hitung pertambahan percepatan untuk pertambahan selang waktu τ, dari hubungan berikut ini

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_i = a_4\hat{\Delta}y_i - a_2\dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \quad \text{.....(3.87)}$$

5. Hitung pertambahan percepatn untuk selang waktu normal dari $\Delta\ddot{y} = \dfrac{\hat{\Delta}\ddot{y}}{\theta}$.

6. Hitung pertambahan kecepatan $\Delta\dot{y}_i$ dan pertambahan perpindahan Δy_i dari waktu t_i sampai dengan $t_i + \Delta t$, dari hubungan berikut ini,

$$\Delta\dot{y}_i = \ddot{y}_i\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{y}_i\Delta t, \quad \text{.....(3.93)}$$

$$\Delta y_i = \dot{y}_i\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{y}_i\Delta t^2 + \frac{1}{6}\Delta\ddot{y}_i\Delta t^2 \quad \text{.....(3.94)}$$

7. Hitung perpindahan dan kecepatan pada waktu $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ dengan menggunakan

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y \quad \text{.....(3.95)}$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta \dot{y}_i \quad \text{.....(3.96)}$$

8. Hitung percepatan $\ddot{y}_{i+1}$ pada waktu $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ langsung dari persamaan keseimbangan dari gerak, yaitu

$$M\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - C\dot{y}_{i+1} - Ky_{i+1} \quad \text{.....(3.97)}$$

BAB IV

METODE PENELITIAN

Metode penelitian merupakan suatu urutan atau tata cara pelaksanaan penelitian yang diuraikan menurut suatu tahapan yang sistematis. Metode yang digunakan dalam penelitian tugas akhir adalah sebagai berikut ini.

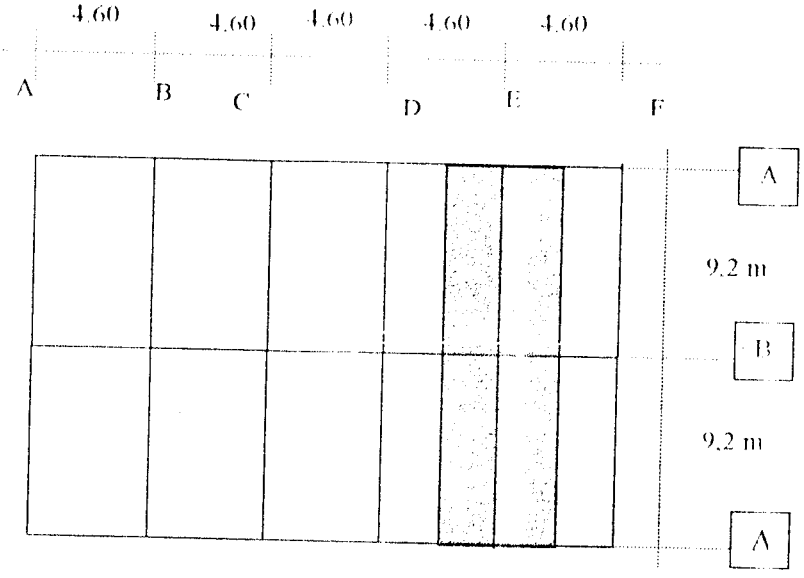
4.1 Pengumpulan Data

Pada penelitian ini data-data yang diperlukan meliputi data struktur dan data beban gempa. Data struktur diambil dari suatu model struktur *shear building* 6, 12, dan 18 lantai, sedangkan data beban gempa diambil rekaman percepatan tanah akibat gempa yang berupa riwayat waktu percepatan tanah. Secara rinci data-data yang dipergunakan adalah sebagai berikut ini.

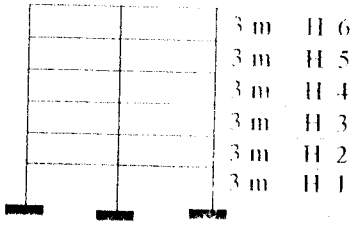
4.1.1 Data Struktur

Struktur yang ditinjau merupakan suatu model *shear building* 6, 12 dan 18 lantai dari struktur beton bertulang. Struktur diasumsikan sebagai bangunan untuk perkantoran dengan dimensi kolom dan dimensi balok ditentukan secara langsung, secara lengkap dapat dilihat pada gambar 4.1 sampai dengan 4.6. Sesuai dengan bahan penyusunnya maka modulus elastisitas (E) beton diambil sebesar 200000 kg/cm^2 dan berat jenis (γ) beton diambil sebesar 2400 kg/m^3.

4.1.1.a Data Struktur untuk gedung 6 lantai.



Gambar 4.1 Denah Model Struktur



Gambar 4.2 Potongan Portal I

Dimensi kolom yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.1

Tabel 4.1 Data dimensi kolom

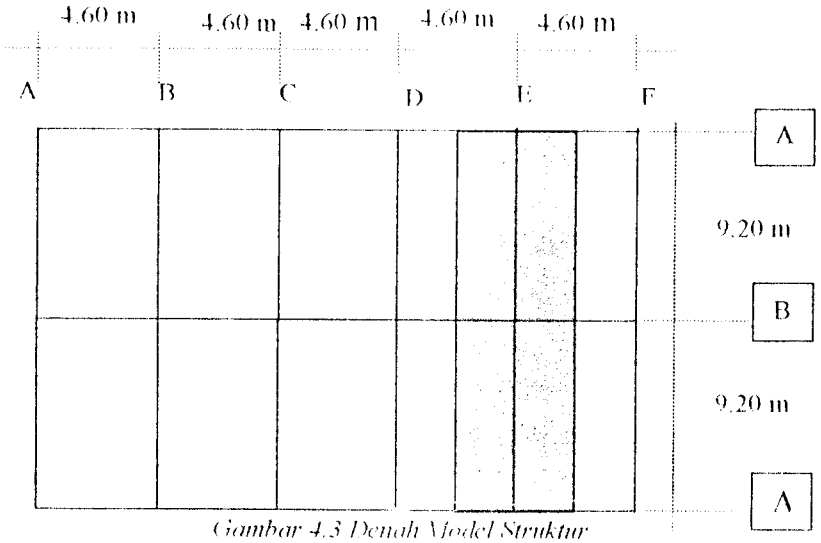
No.	Kolom	Dimensi (cm)
1	KA1,2,3,4,5,6	30/30
2	KB1,2,3,4,5,6	35/35

Dimensi balok yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.2.

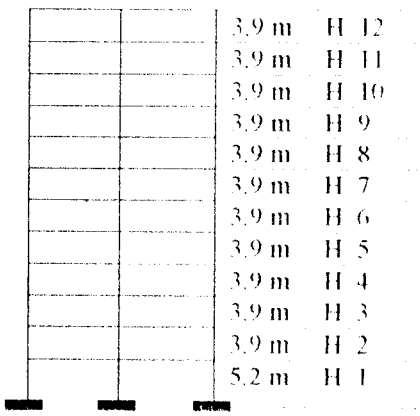
Tabel 4.2 Data dimensi balok

No.	Balok	Dimensi (cm)
1	Lt 1,2,3,4,5,6	30/50

4.1.1.b Data Struktur untuk gedung 12 lantai.



Gambar 4.3 Denah Model Struktur



Gambar 4.4 Potongan Portal E

PERPUSTAKAAN

Dimensi kolom yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.3

Tabel 4.3 Data dimensi kolom

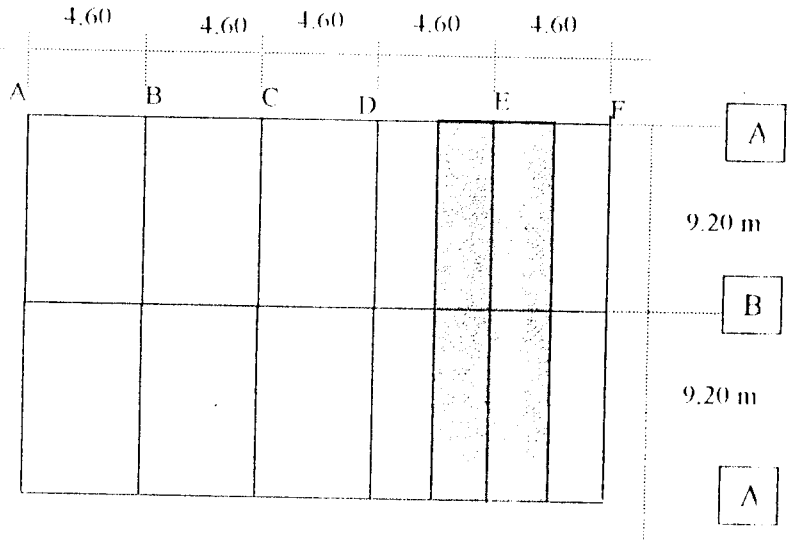
No.	Kolom	Dimensi (cm)
1	KA1,2,3,4	40/75
2	KA5,6,7,8,9,10	40/65
3	KA11,12	40/50
4	KB1,2,3,4	40/85
5	KB5,6,7,8,9,10	40/75
6	KB11,12	40/60

Dimensi balok yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.4.

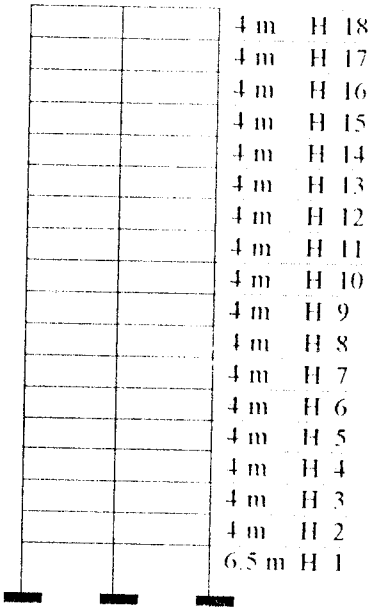
Tabel 4.4 Data dimensi balok

No.	Balok	Dimensi (cm)
1	Lt 1	30/80
2	Lt 2,3,4	35/85
3	Lt 5,6,7,8,9	30/80
4	Lt 10,11,12	25/70

4.1.1.c Data struktur 18 lantai



Gambar 4.5 Denah Model Struktur



Gambar 4.6 Potongan Portal F

Dimensi kolom yang digunakan dalam model struktur ditentukan secara langsung, lebih lengkapnya seperti tersaji pada Tabel 4.5

lawan waktu untuk semua beban gempa yang digunakan disajikan pada Lampiran.

4.2. Pengolahan Data

Setelah data ditentukan maka dilakukan pengolahan dan analisis data dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. menghitung pembebanan struktur (q),
2. menghitung masa balok dengan prinsip "lumped mass"(m),
3. menghitung kekakuan struktur (k),
4. membuat persamaan diferensial gerakan,
5. menghitung frekuensi sudut (ω),
6. menghitung frekuensi (f),
7. menghitung waktu getar alami (T),
8. menghitung redaman (c),
9. menghitung percepatan awal ($\ddot{y}_0$),
10. menghitung konstanta-konsranta a_1, a_2, a_3, a_4.
11. menghitung kekakuan efektif ($\bar{K}$)
12. menghitung gaya efektif $\overline{\Delta P}$
13. menghitung $\hat{\Delta}y, \hat{\Delta}\dot{y}, \hat{\Delta}\ddot{y}$
14. menghitung $\{y\}, \{\dot{y}\}, \{\ddot{y}\}$.
15. Menghitung simpangan antar tingkat (Interstorey Drift)
16. Menghitung gaya horisontal tingkat (F)
17. Menghitung gaya geser tingkat (Vt)
18. Menghitung gaya geser dasar (Vd)
19. Menghitung Momen guling (Mg)

Pengolahan data dilakukan dengan menggunakan komputer NRMDOFS 2000 yang kami ciptakan dengan software Microsoft Visual Basic untuk

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Pendahuluan

Perhitungan dinamik menggunakan fasilitas yang tersedia pada program NRMDOFS 2000 yang dibuat dengan bahasa Microsoft Visual Basic, dengan cara mengaplikasikan tahapan perhitungan manual. *Input* dalam analisa adalah berupa massa, kekakuan, selang waktu (dt), T maksimum, jumlah tingkat, tinggi tingkat, data percepatan tanah. Perhitungan analisa dinamik meliputi perhitungan simpangan, kecepatan, percepatan, *Interstorey Drift*, gaya horisontal tingkat, gaya geser komulatif tingkat, gaya geser dasar, dan momen guling yang semuanya merupakan respon struktur akibat beban dinamik berupa percepatan tanah.

5.2 Perhitungan Pembebanan Struktur

5.2.1. Struktur 6 lantai

Pembebanan struktur merupakan beban tetap yang meliputi beban hidup dan beban mati. Beban diperhitungkan bekerja secara merata, dan hanya ditinjau pada daerah yang didukung oleh portal E (lihat Gambar 4.2). Beban merata termasuk di dalamnya beban akibat berat plat dan balok. Asumsi fungsi struktur adalah untuk perkantoran, selengkapnya perhitungan pembebanan dijelaskan sebagai berikut :

1. Perhitungan berat beban hidup (W_l)

Asumsi fungsi struktur adalah untuk perkantoran, maka menurut PPTGIUG 1983 diperoleh data

a. Beban hidup (q_l) pada atap gedung : 100 kg/m^2.

b. Beban hidup (q_l) pada lantai gedung : 250 kg/m^2.

Sehingga beban hidup yang bekerja pada portal E (Gambar 4.2) dapat dihitung dengan rumus :

$$W_l = q_l \times b \times l \quad \ldots\ldots(5.1)$$

dimana W_l, q_l, b dan l adalah berat beban hidup, beban hidup merata, lebar daerah pembebanan dan panjang portal. Dengan rumus di atas diperoleh

a. Plat atap = 100 x 18,4 x 4,6 = 8464.5 kg = 8,4645 Ton.

b. Plat lantai = 250 x 18,4 x 4,6 = 21160 kg = 21,16 Ton.

2. Perhitungan berat beban mati (W_d)

Dimensi balok telah ditentukan, seperti telah dijelaskan di muka (lihat Tabel 4.2). Asumsi tebal plat atap dan plat lantai secara berurutan adalah sebesar 10 cm dan 12cm. Perhitungan berat beban mati dapat dicari dengan rumus :

$$W_d = b \times h \times l \times \gamma \quad \ldots\ldots(5.2)$$

dengan W_d, b, h, l, dan γ adalah berat beban mati, lebar tampang, tinggi tampang (tebal plat), panjang portal dan berat jenis bahan. Dengan rumus di atas dapat dihitung berat beban mati akibat plat dan balok.

a. Beban mati

a.1 Lantai

a.1.1 Pelat = 0,12 x 2,4 x 18,4 x 4,6 = 24,376 ton

a.1.2 Tegel = 0,02 x 2,4 x 18,4 x 4,6 = 4,063 ton

a.1.3 Spesi + pasir = 0,04 x 2,1 x 18,4 x 4,6 = 7,11 ton

a.1.4 Langit-langit + penggantung = 0,18 ton

Wd = 35,729 ton

a.2 Atap

a.2.1 Plat atap = 0,10 x 2,4 x 18,4 x 4,6 = 20,314 Ton.

a.2.2 Langit-langit + penggantung = 0,18 ton

a.2.3 Finishing = 0,02 x 18,4x 4,6 x 2,4 = 4,063 ton

Wd = 24,557 ton

b. Beban mati akibat balok

b.1 Dimensi balok 30/50 = 0,30 x 0,5 x 2,4 x 18,4 = 6,624 Ton.

Dari data beban mati dan beban hidup, maka dapat dihitung beban total yang bekerja pada tiap tingkat, dengan persamaan berikut :

$$W_{tot} = W_d + W_l \quad \text{.....(5.3)}$$

dengan W_{tot}, W_d dan W_l adalah berat total, berat beban mati dan berat beban hidup. Dengan persamaan di atas diperoleh beban tiap tingkat, seperti disajikan pada Tabel 5.1, berikut :

Tabel. 5.1 Hasil perhitungan beban tiap lantai pada struktur 6 lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (Ton)
1	1,2,3,4,5	63,513
2	6	39,645

5.2.2. Struktur 12 lantai

Diambil dari data struktur tugas akhir Jayadi dan Dhani :

Tabel. 5.2 Hasil perhitungan beban tiap lantai pada struktur 12 lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (Ton)
1	1,5,6,7,8,9	95,32672
2	2,3,4	98,37376
3	10,11	91,88224
4	12	73,83808

5.2.3. Struktur 18 lantai

Dengan cara yang sama pada perhitungan struktur 6 lantai didapatkan :

Tabel. 5.3 Hasil perhitungan beban tiap lantai pada struktur 18 lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (Ton)
1	1,2,3,4	72,7866
2	5,6,7,8,9	70,7994
3	10,11,12,13	70,0266
4	14,15,16	67,4874
5	17	64,617
6	18	40,749

5.3 Perhitungan Massa dan Kekakuan

5.3.1 Struktur 6 Lantai

Anggapan yang dipakai dalam analisa ini adalah *lumped mass* dan prinsip *shear building*. Sehingga massa dihitung pada tiap tingkat dan mengumpal di tengah bentang, sedangkan kekakuan dihitung secara paralel dimana besarnya kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan tiap kolomnya.

Massa tingkat dihitung dengan rumus 3.1 , dimana massa adalah berat dibagi percepatan gravitasi. Di dalam perhitungan ini percepatan gravitasi diambil sebesar 980 cm/det^2.

Dari rumus tesebut maka massa untuk lantai satu dapat dihitung sebagai berikut :

$m_1 = w_1/g$, dimana w_1 = 84680 kg, sehingga

m_1= 84680/ 980 = 71,57 kg det^2/cm

dengan cara yang sama, maka harga massa tiap tingkat dapat dicari, dan hasilnya seperti terlihat pada Tabel 5.4.

Tabel. 5.4 Hasil perhitungan massa pada struktur 6 lantai

No.	Lantai	Massa (kg. Det^2/cm)
1	1,2,3,4,5	64,80918
2	6	40,45408

Perhitungan kekakuan menggunakan prinsip *shear building* dimana kekakuan kolom tidak dipengaruhi oleh balok yang menghubungkan kolom-kolom yang ada. Kekakuan tiap kolom dapat dihitung dengan rumus 3.23. Dengan melihat data struktur maka kekakuan dihitung secara paralel yaitu kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan kolom, secara matematis dapat dituliskan dengan rumus 3.24, sehingga kekakuan tingkat satu dapat dihitung dengan rumus 3.25 sebagai berikut :

K_{ctp}= 200000*30*30^3/300^3 = 6000 kg/cm

K_{ctg}= 200000*35*35^3/300^3 = 11115.74074 kg/cm

k_{11} = 2*6000 + 11115.74074 = 23115.74074 kg/cm

selanjutnya hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan dalam Tabel 5.5

Tabel. 5.5 Hasil perhitungan kekakuan pada struktur 6 lantai

No.	Lantai	Kekakuan (kg/cm)
1	1,2,3,4,5,6	23115.74074

5.3.2 Struktur 12 Lantai

Diambil dari data struktur tugas akhir Jayadi dan Dhani :

Tabel. 5.6 Hasil perhitungan massa pada struktur 12 lantai

No.	Lantai	Massa (kg. Det^2/cm)
1	1,5,6,7,8,9	97.27216
2	2,3,4	100.38139
3	10,11	93.75739
4	12	75.34498

Tabel. 5.7 Hasil perhitungan kekakuan pada struktur 12 lantai

No.	Lantai	Kekakuan (kg/cm)
1	1	82946.91624
2	2,3,4	196614.9126
3	5,6,7,8,9,10	130969.841
4	11,12	62846.64272

5.3.3 Struktur 18 Lantai

Dengan rumus yang sama pada perhitungan struktur 6 lantai maka dapat dihitung massa dan kekakuan tiap lantai. Perhitungan massa untuk lantai satu dapat dihitung sebagai berikut :

$m_1 = w_1/g$, dimana w_1 = 78786,6 kg, sehingga

m_1= 78786,6 / 980 = 74,272,04 kg det^2/cm

Tabel. 5.8 Hasil perhitungan massa pada struktur 18 lantai

No.	Lantai	Massa (kg. Det^2/cm)
1	1,2,3,4	74,27204
2	5,6,7,8,9	72,24428
3	10,11,12,13	71,45571
4	14,15,16	68,86469
5	17	65,93571
6	18	41,58061

Perhitungan kekakuan, misalnya kekakuan pada lantai 1 , ukuran kolom berikut: tepi 80/110 dan kolom tengah 90/120, maka kekakuan yang diperoleh sebagai

K_{ctp} = 200000*80*110^3/650^3 = 77545.7442 kg/cm

K_{ctg} = 200000*90*120^3/300^3 = 113259.899 kg/cm

k_{t1} = 2*77545.7442 + 113259.899 = 268351.3883 kg/cm

selanjutnya hitungan untuk lantai yang lain ditampilkan dalam tabel 5.9.

Tabel. 5.9 Hasil perhitungan kekakuan pada struktur 18 lantai

No.	Lantai	Kekakuan (kg/cm)
1	1	268351.3883
2	2,3	1151500
3	4, 5,6,7	540265,625
4	8, 9, 10, 11	410664,0625
5	12,13,14,15,16,	182234,375
6	17, 18	121390.625

5.4 Frekuensi Struktur

Frekuensi struktur dihitung berdasarkan hasil dari persamaan eigenproblem, dengan input massa dan kekakuan struktur serta output modal matrik struktur dan vektor frekuensi sudut (λ). Selanjutnya dihitung frekuensi struktur dengan hanya memperhitungkan vektor frekuensi sudut lantai pertama, karena lantai pertama akan memberikan partisipasi yang paling besar. Rumus yang dipakai adalah sebagai berikut

$$\lambda = \omega^2 / (k/m) \text{ sehingga } \omega = \sqrt{(\lambda \times k/m)} \quad \text{.....(5.4)}$$

dengan ω, k, m secara berurutan adalah frekuensi sudut, unit kekakuan dan unit massa, dalam perhitungan ini unit massa dan unit kekakuan diambil sama dengan satu. Rumus untuk menghitung periode getar dan frekuensi getar struktur adalah :

$$T = 2\pi / \omega \quad \text{.....(5.5)}$$

$$f = 1 / T \quad \text{.....(5.6)}$$

dimana T, f adalah periode getar struktur dan frekuensi getar struktur.

5.5 Kandungan Frekuensi Beban Gempa

Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio) yang digunakan dalam penelitian ini secara keseluruhan disajikan pada Tabel 5.10 Dari tabel diketahui bahwa A/V rasio merupakan perbandingan antara percepatan maksimum (Amak) dan kecepatan maksimum (Vmak) gerakan tanah akibat gempa, serta kelompok gempa dengan kandungan frekuensi rendah, sedang dan tinggi

Tabel 5.10 Data kandungan frekuensi beban gempa (A/V rasio)

No.	Beban Gempa	A max (cm/det^2)	V max (cm/det)	A/V Rasio (g/m/det)	Ket
1	Tlahuac Bombas	130.4625	40.2011	0.33081	integrasi
2	Mexico	161.91	39.2741	0.41837	integrasi
3	Bucharest	225.4	35.776766	0.64222	integrasi
4	Ulcinj	258.5	34.071195	0.7734	integrasi
5	Miyagi	202.6549	26.559	0.8605	dari data
6	Bar Montenegro	371.1	42.93	0.86443	dari data
7	Coalinga	440.56	49.96	0.88182	dari data
8	Petrovac	441.7	40.402	1.09876	dari data
9	Parkfield	470.4	42.657299	1.1241	integrasi
10	Corint	281.4	25.107234	1.1425	integrasi
11	Coralitos	436.1	38.447255	1.15625	integrasi
12	Lolleo	666.4	55.951473	1.2141	integrasi
13	Gilroy	401.8	20.564445	1.9917	integrasi
14	St. Cruz	392	15.262681	2.6181	integrasi
15	Koyna India	548.79	16.132091	3.46774	integrasi

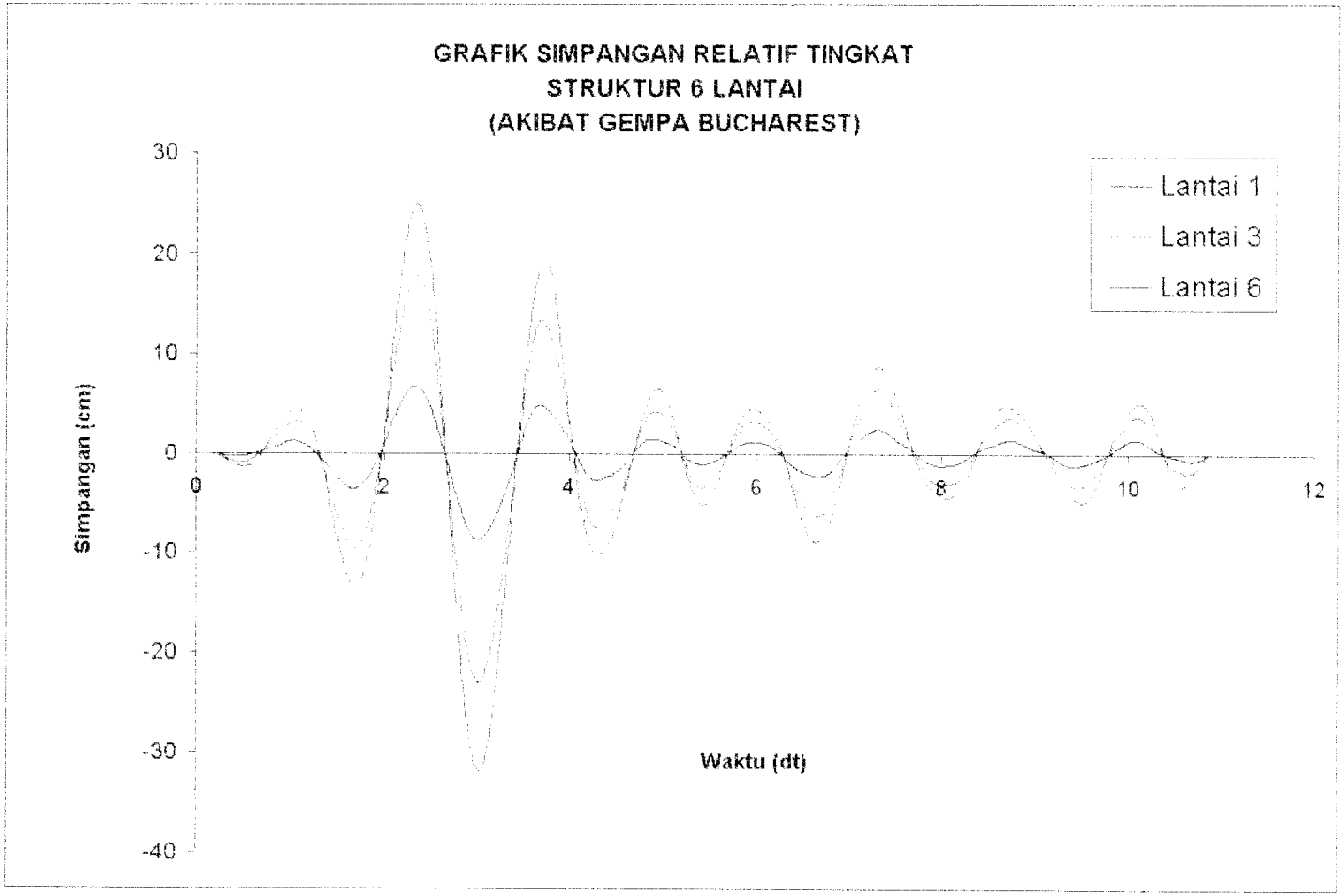
* A/V rasio (g/m/dt) ≤ 0.8 0.8 < A/V < 1.2 A/V ≥ 1.2
Frekuensi Rendah Sedang Tinggi

Dari tabel 5.10 , penelitian ini menggunakan data gempa yang berdasarkan golongan frekuensi, yaitu gempa Bucharest mewakili *gempa frekuensi rendah* dengan A/V rasio 0.64222 g/m/det, gempa Petrovac mewakili *gempa frekuensi sedang* dengan A/V rasio 1.09876 g/m/det, gempa Koyna mewakili *gempa frekuensi tinggi* dengan A/V rasio 3.46774, yang dianalisis dengan cara

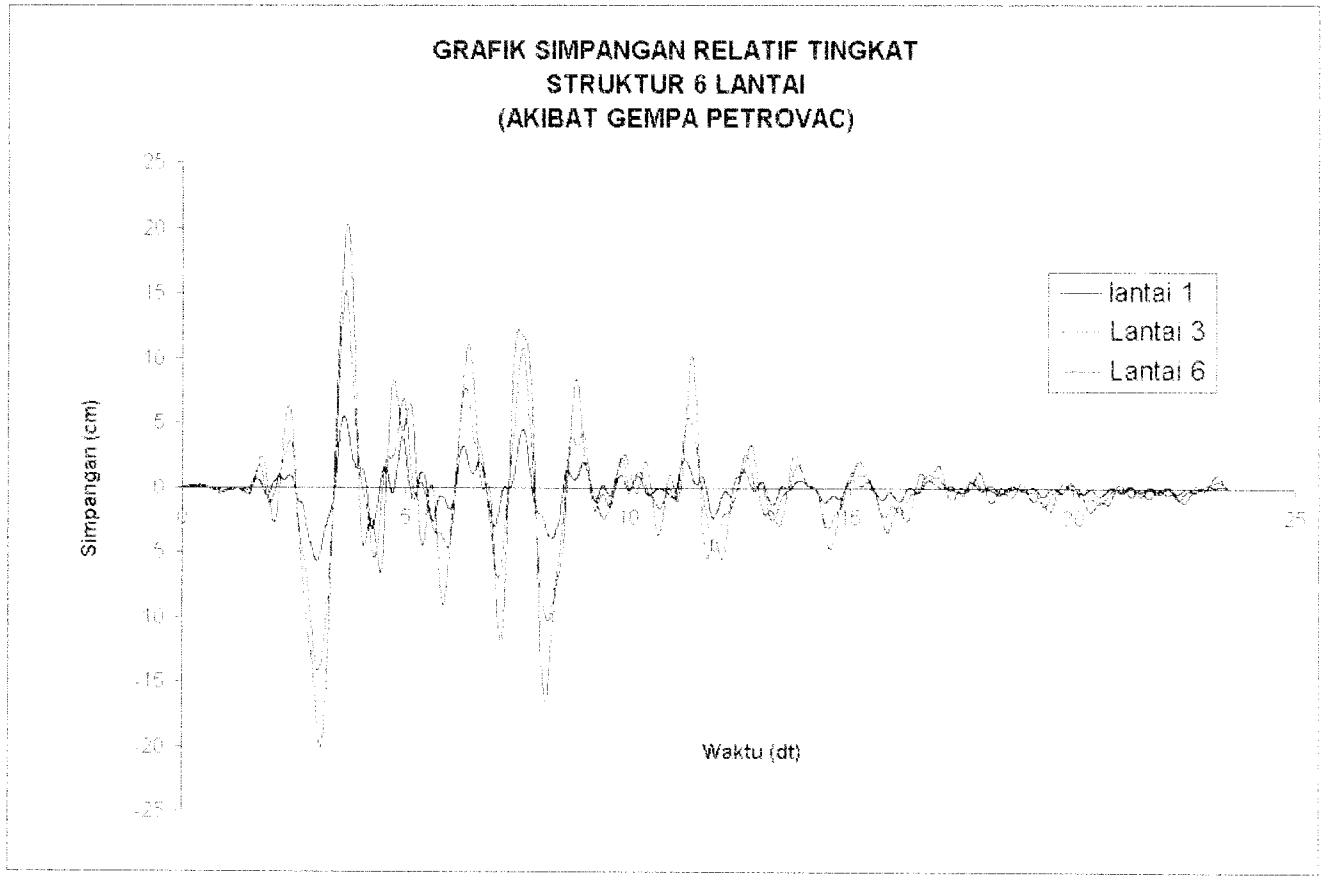
perhitungan respon struktur menggunakan metode Wilson-ϕ selanjutnya disajikan pada gambar plot antara simpangan relatif tingkat, interstorey drift, gaya horisontal tingkat, gaya geser komulatif tingkat, gaya geser dasar dan momen geser lawan waktu.

5.6 Perhitungan Simpangan Relatif Tingkat

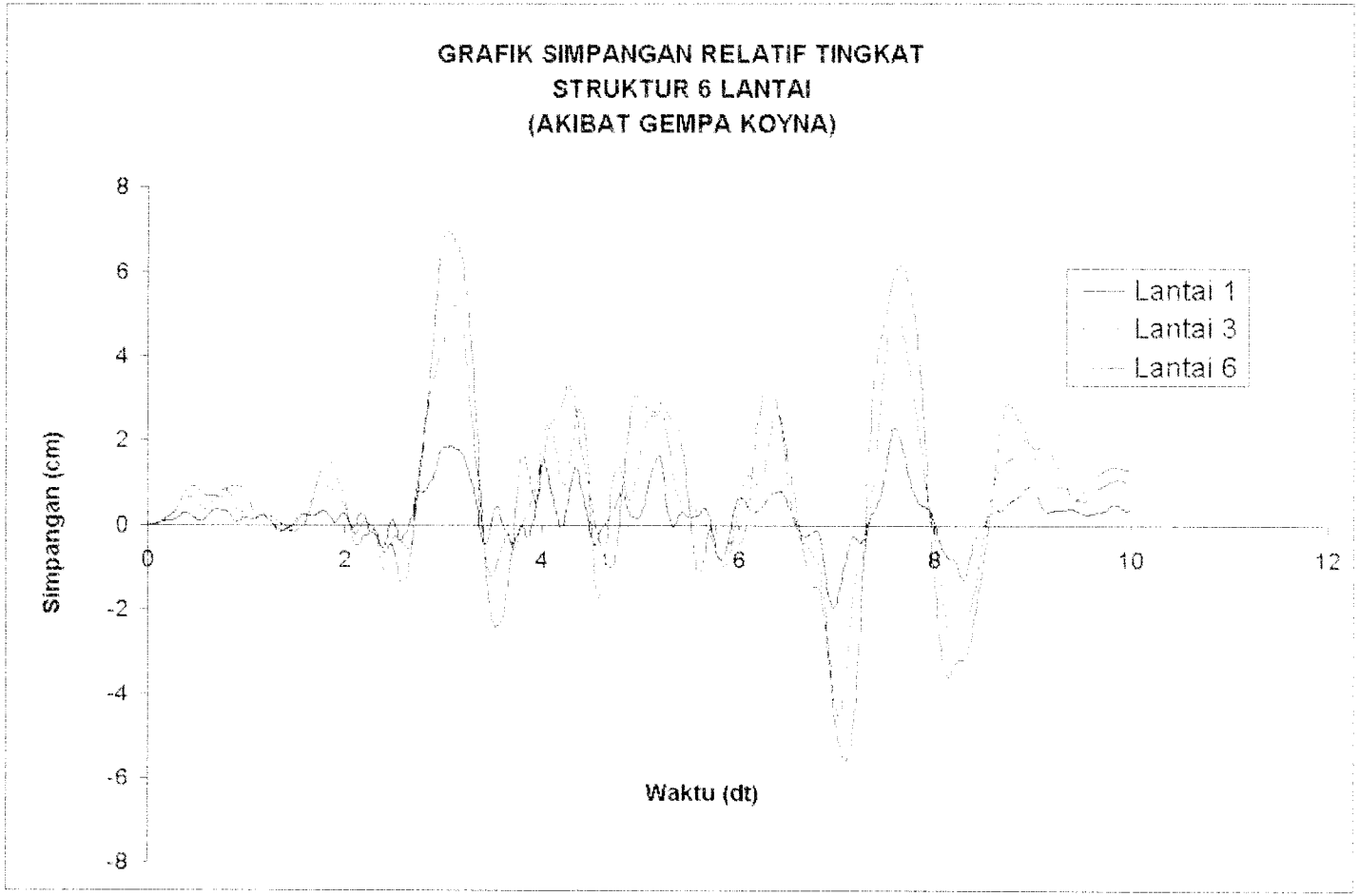
Contoh plot antara simpangan relatif tingkat lawan waktu dapat dilihat pada gambar berikut :



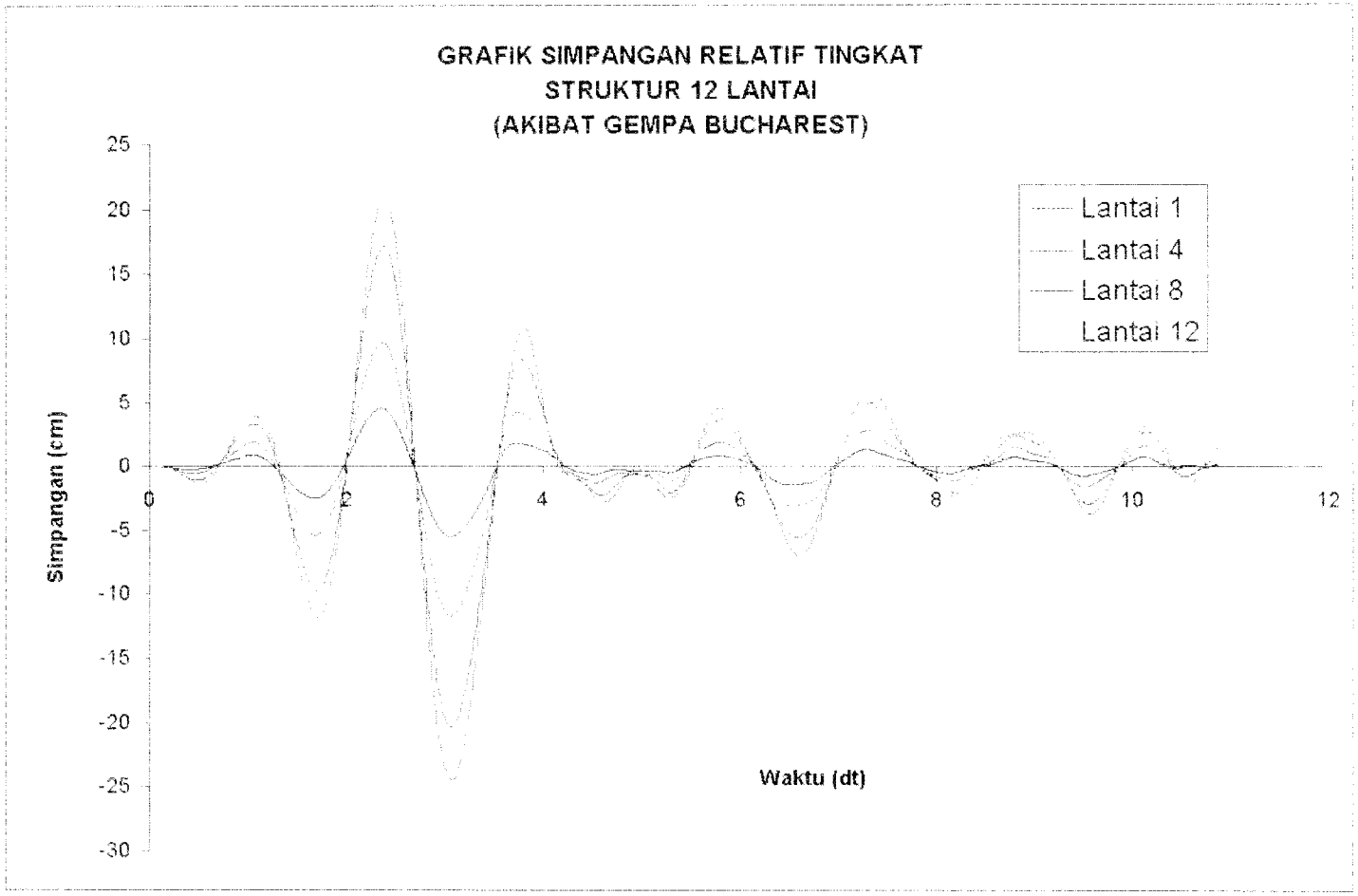
Gambar 5.1 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai



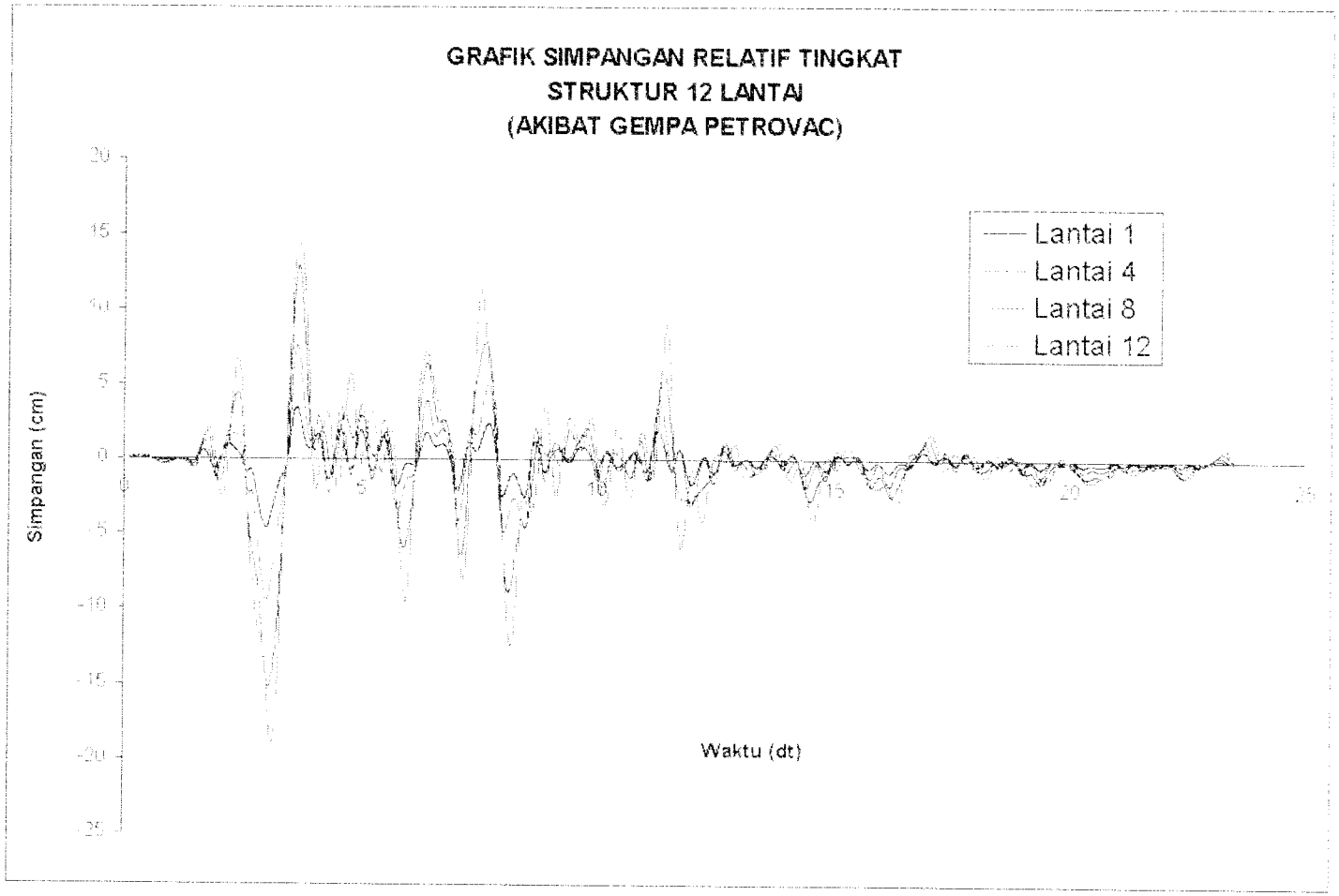
Gambar 5.2 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai



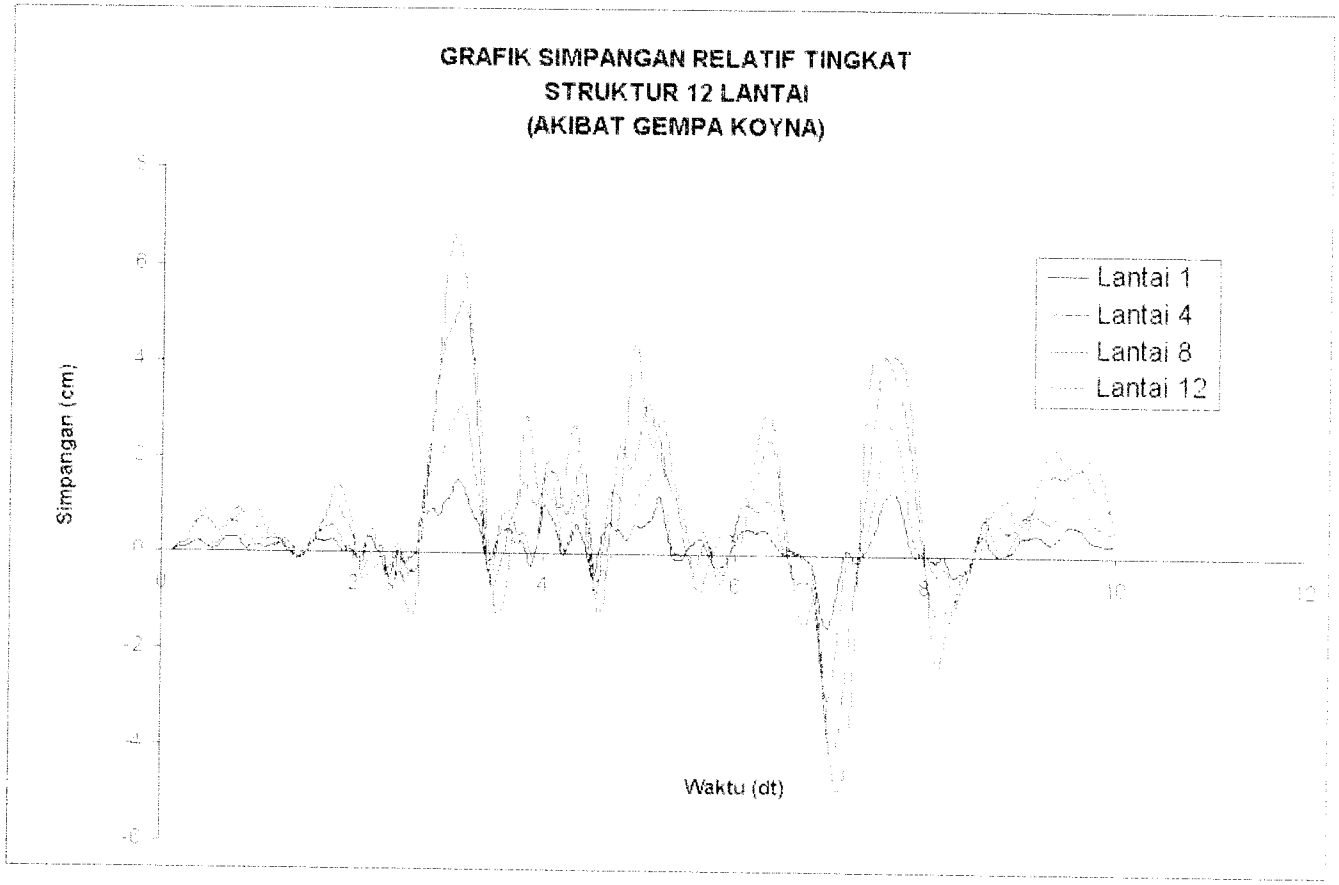
Gambar 5.3 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai



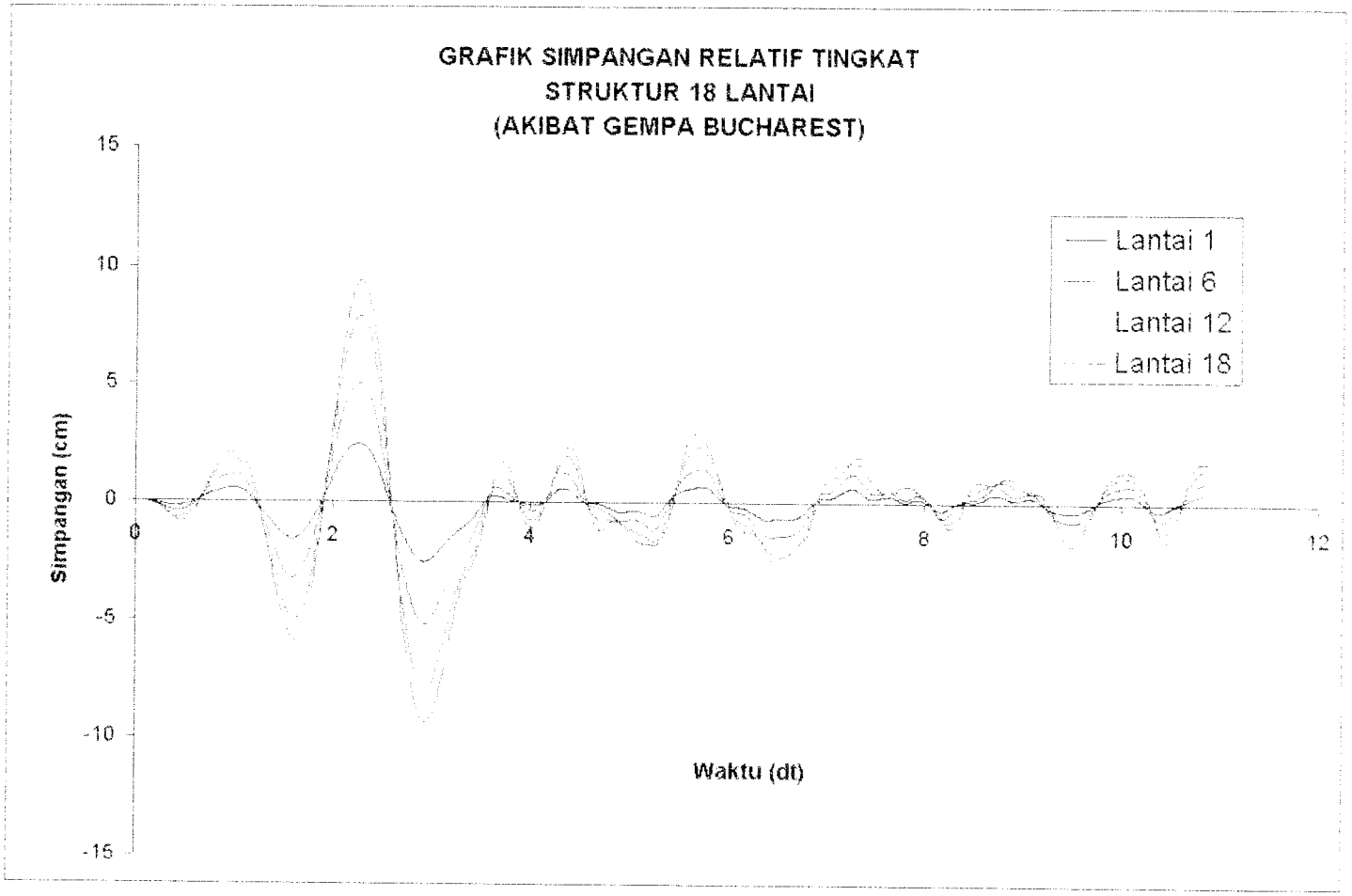
Gambar 5.4 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai



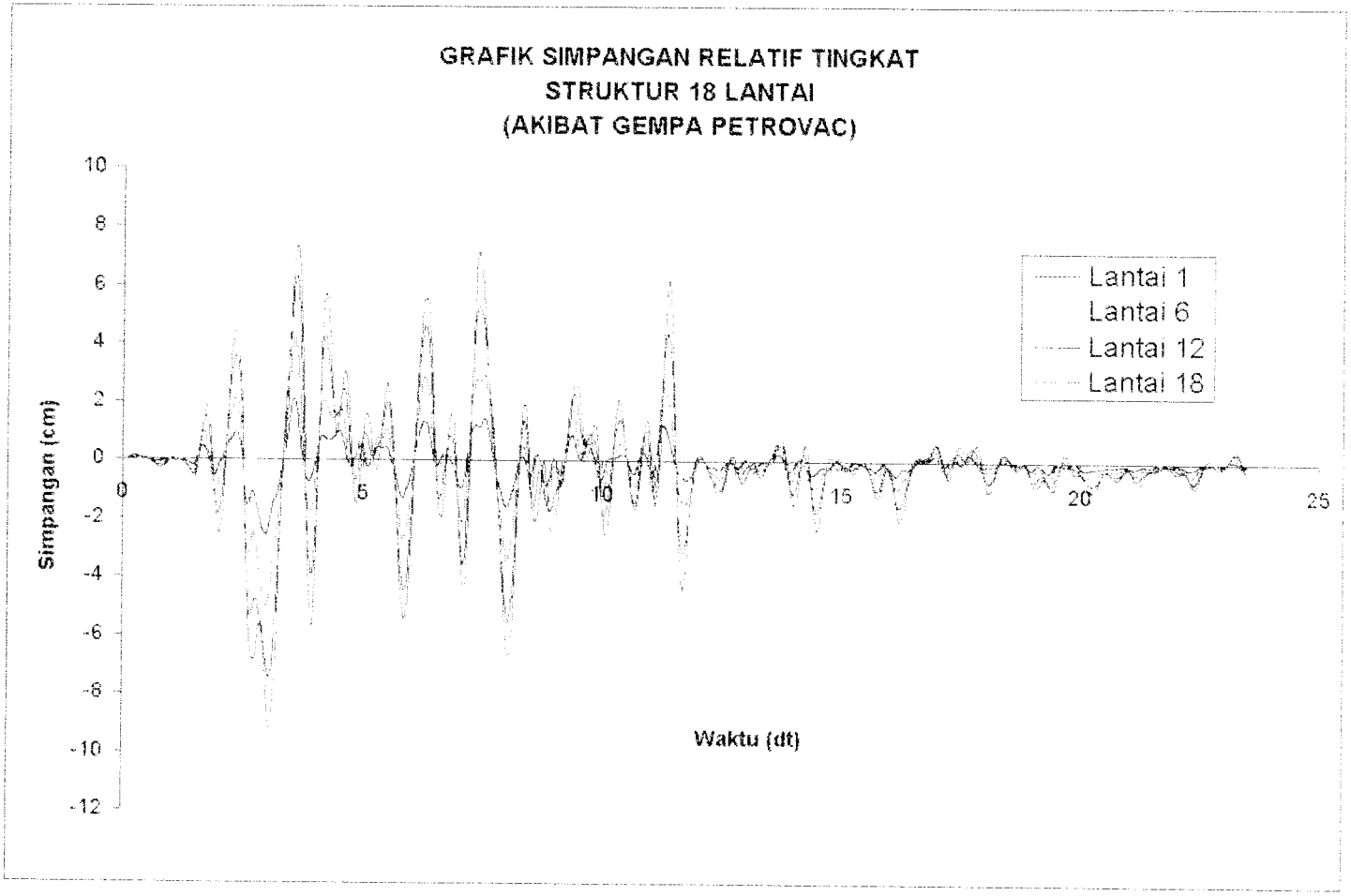
Gambar 5.5 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai



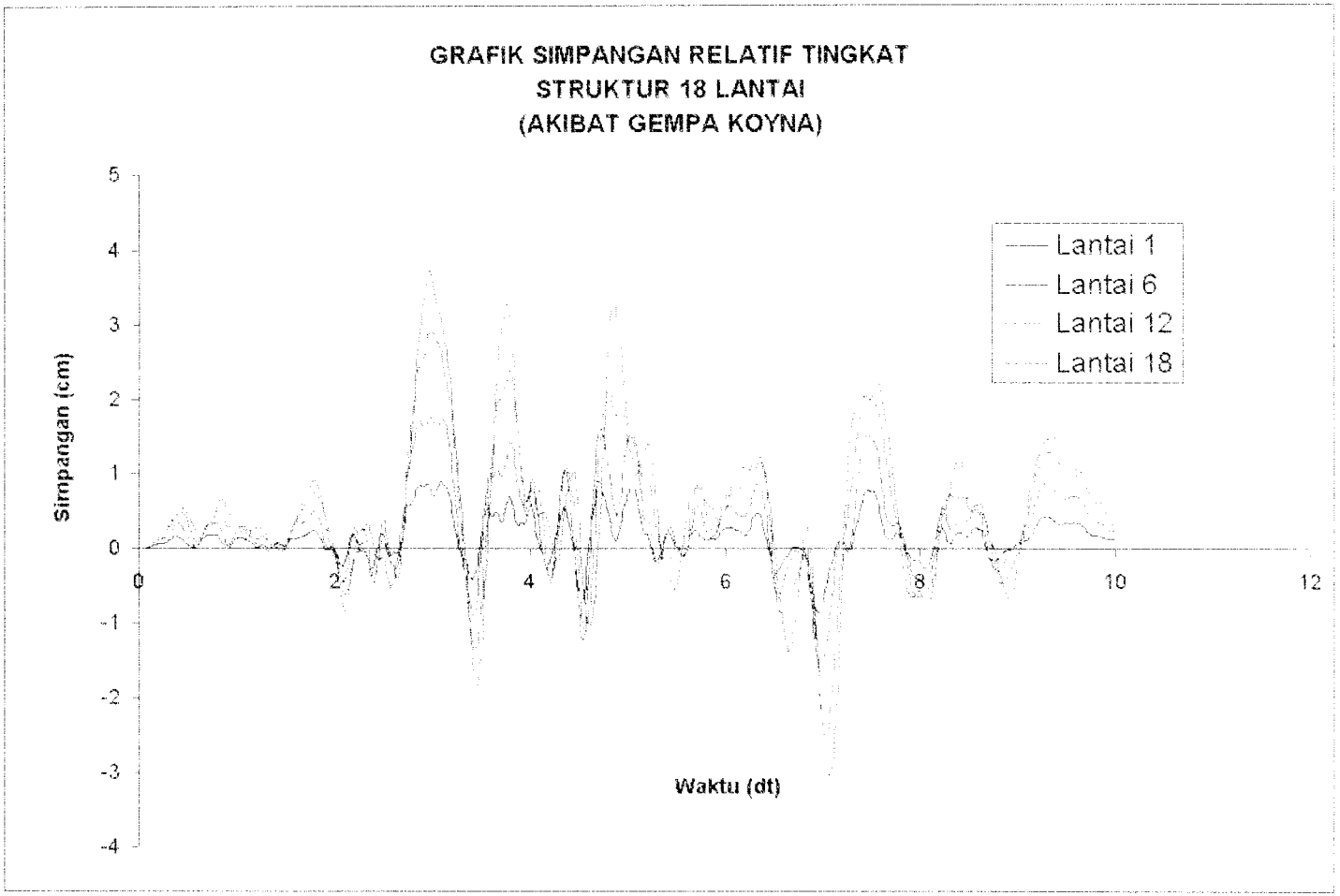
Gambar 5.6 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai



Gambar 5.7 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai



Gambar 5.8 Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai

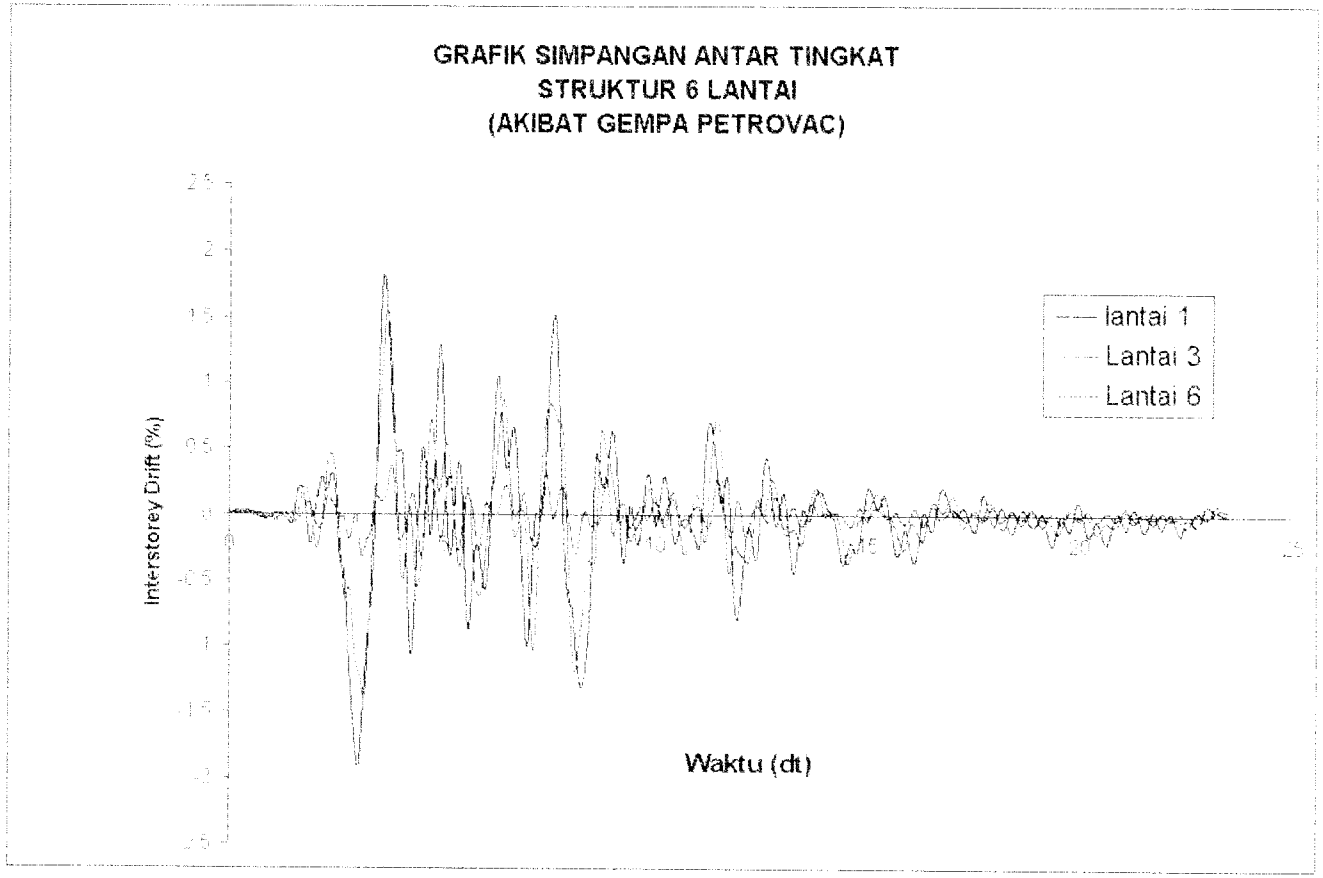


Gambar 5. Plot Simpangan Relatif lawan waktu akibat gempa Koyna Struktur 18 lantai

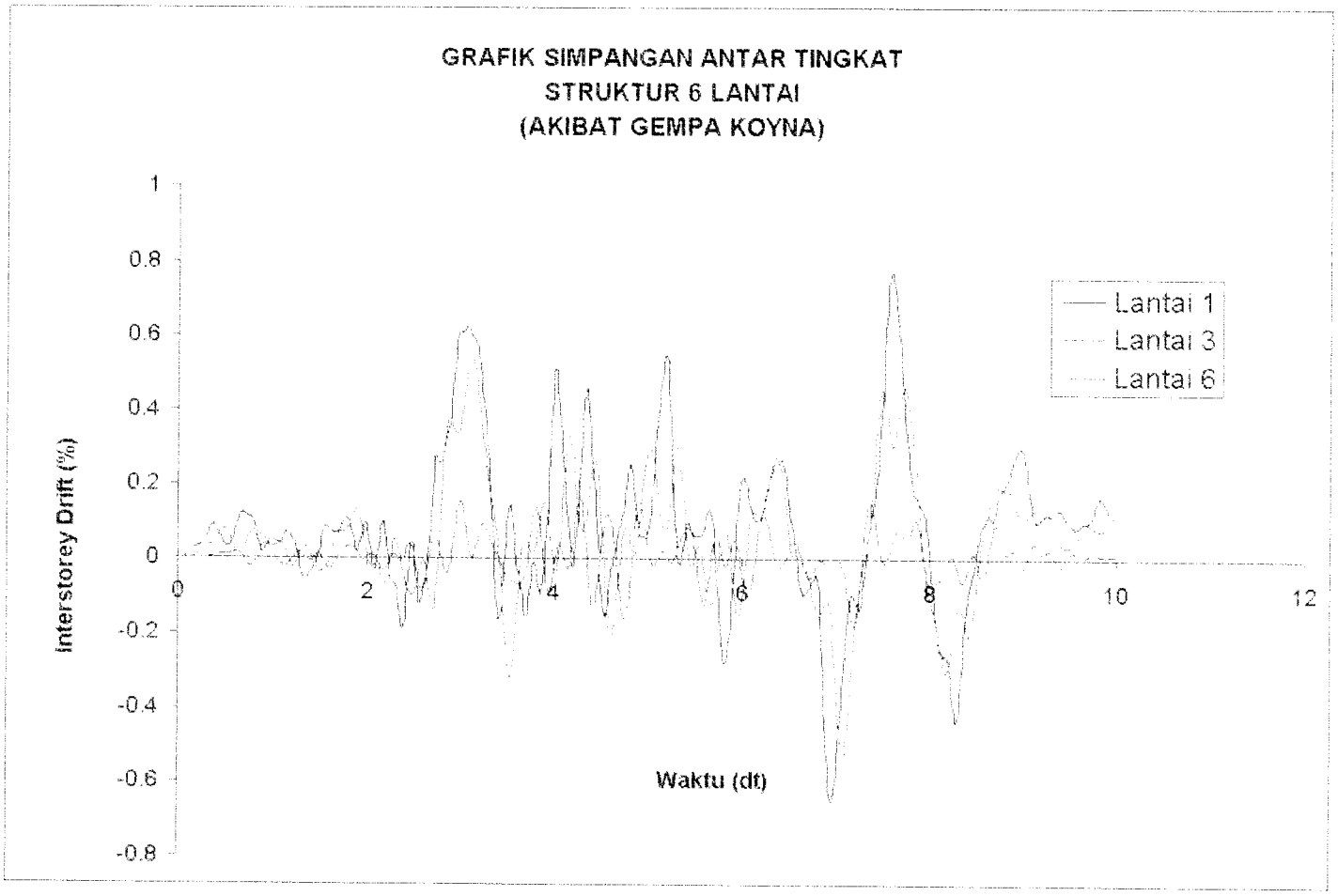
5.7 Perhitungan Simpangan Antar Tingkat (Interstorey Drift)

$$yy_j(t) = \frac{y_j(t) - y_{j-1}(t)}{h} * 100\% \quad \text{.........................(5.7)}$$

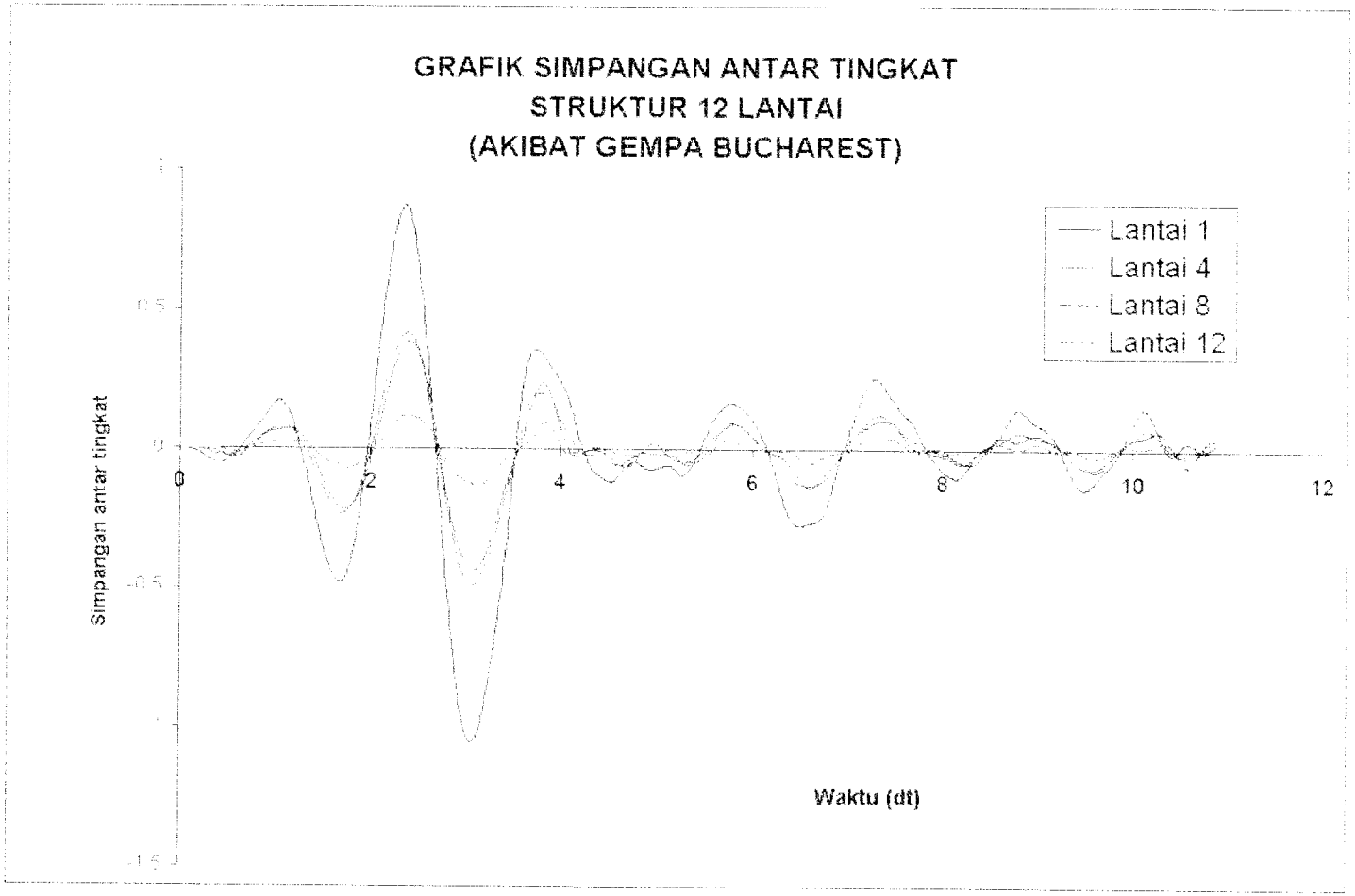
Contoh hasil plot simpangan antar tingkat akibat gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna.



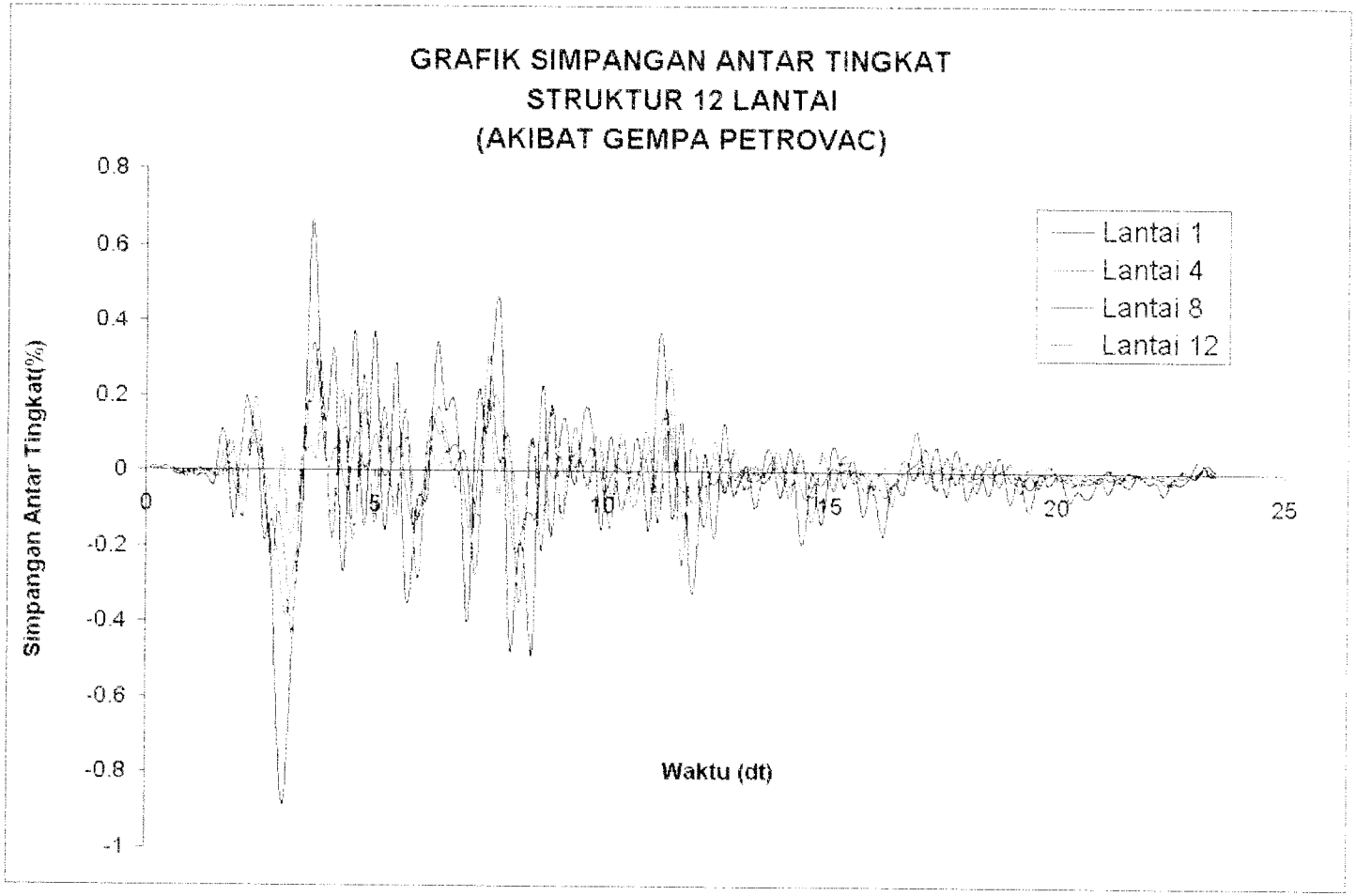
Gambar 5.11 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai



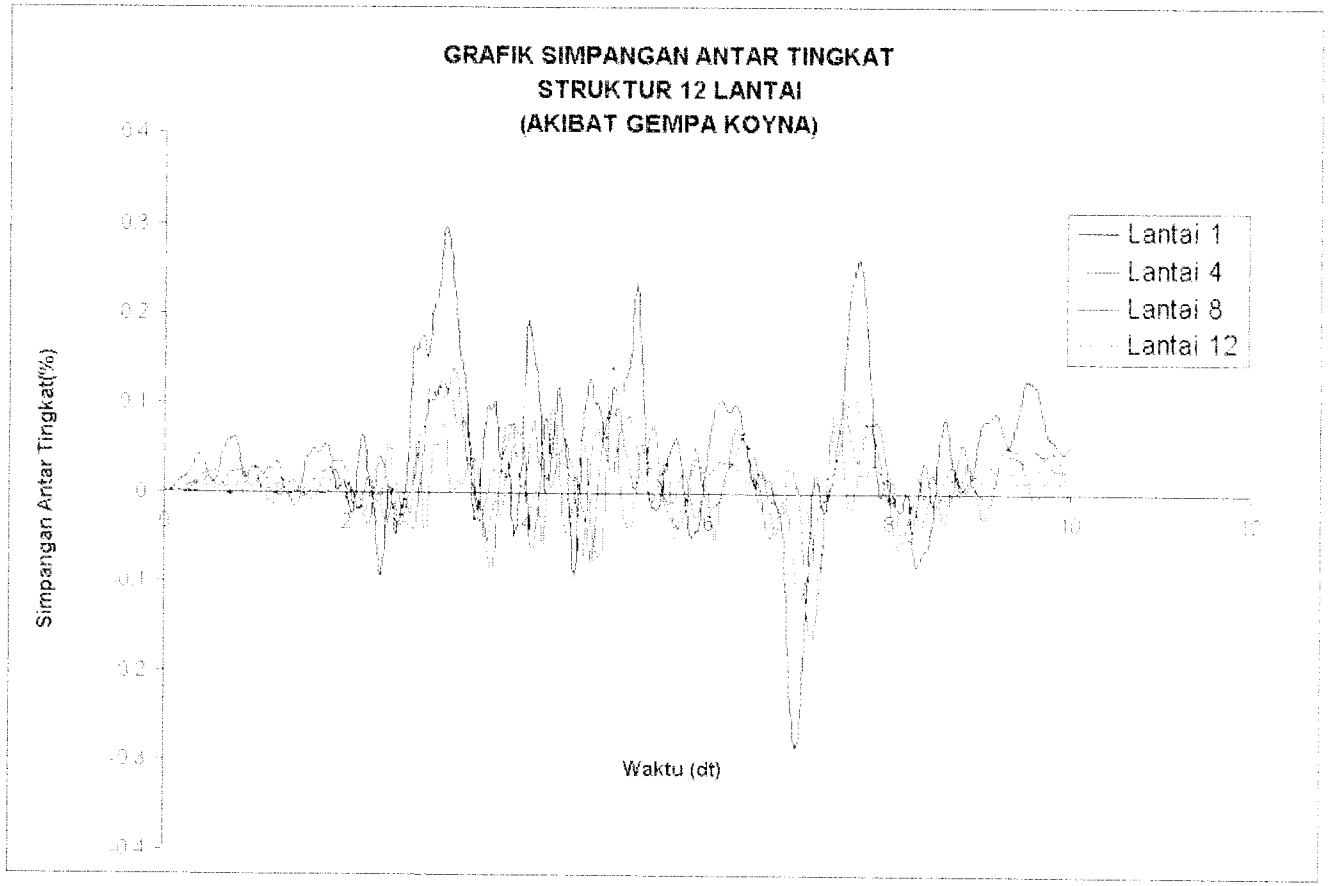
Gambar 5.12 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai



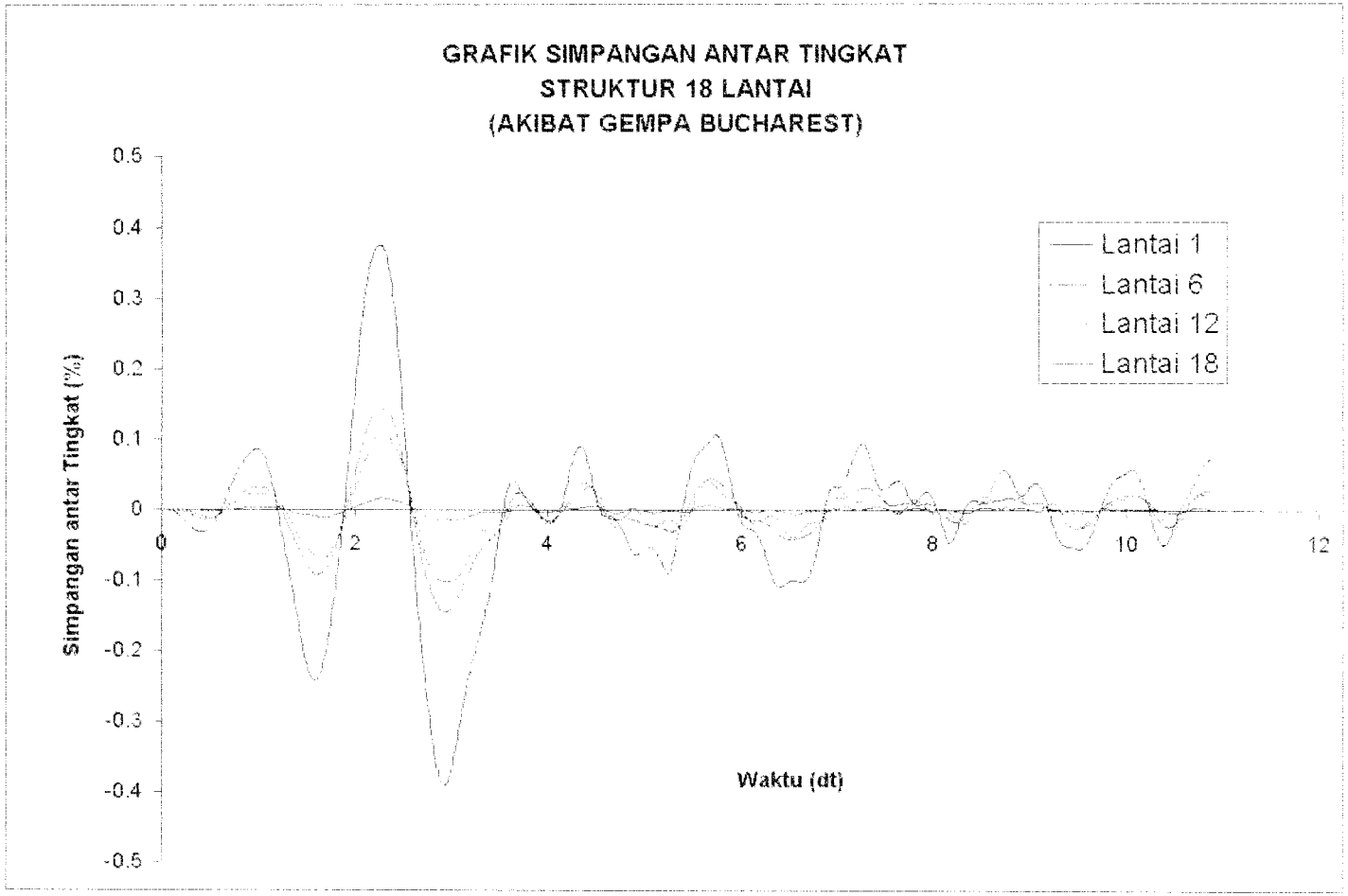
Gambar 5.13 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai



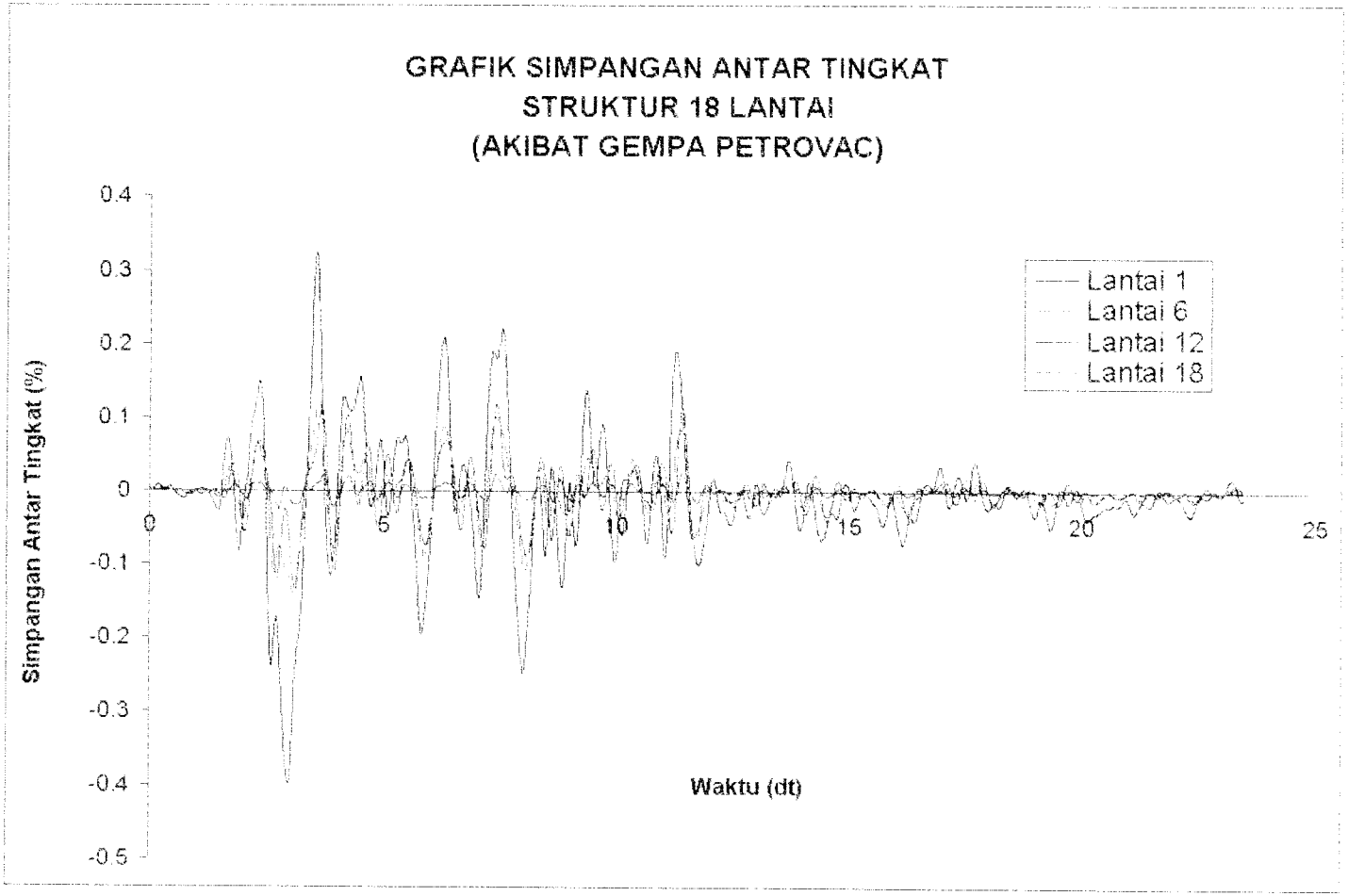
Gambar 5.14 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai



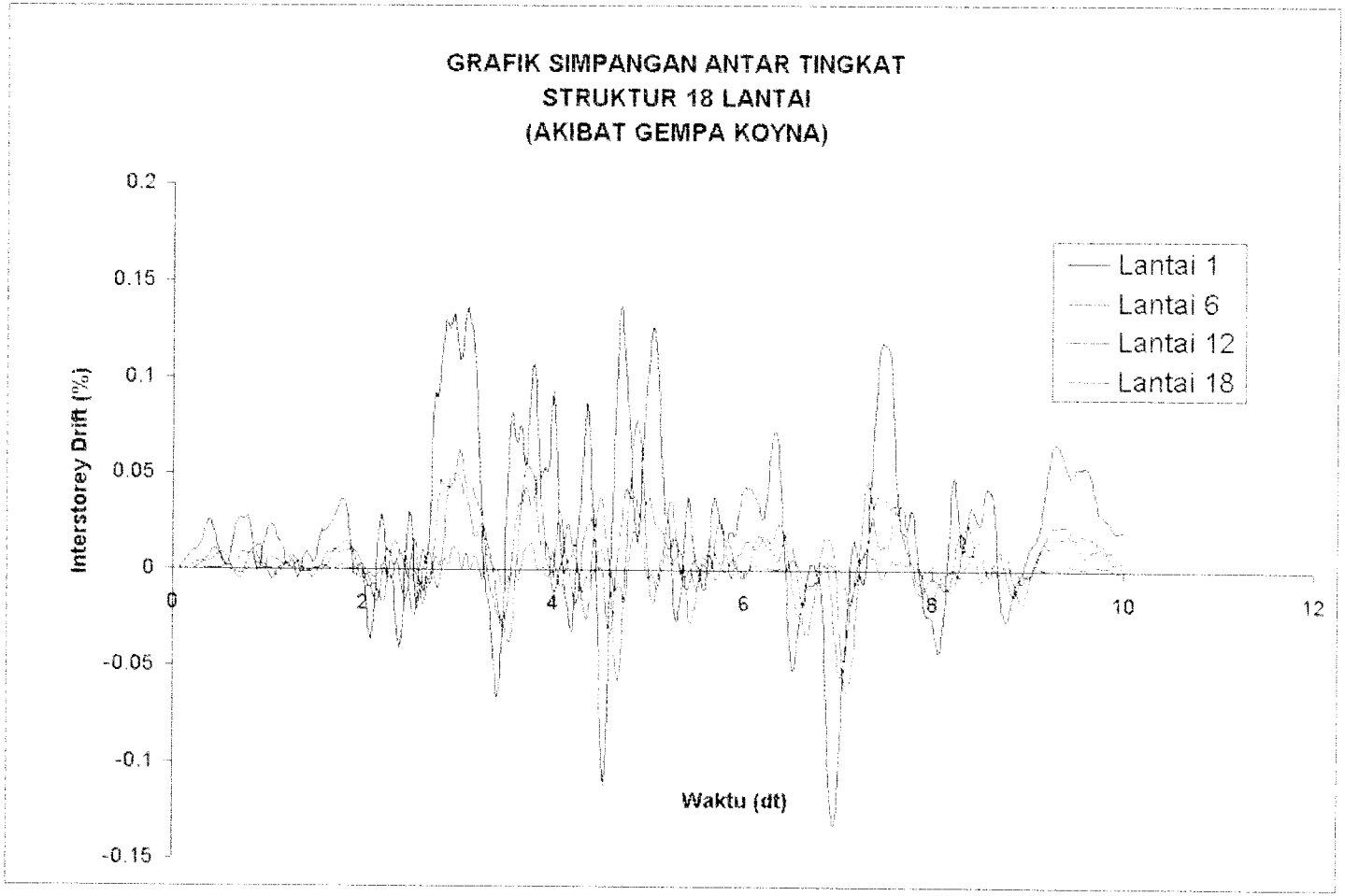
Gambar 5.15 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai



Gambar 5.16 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai



Gambar 5.17 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai

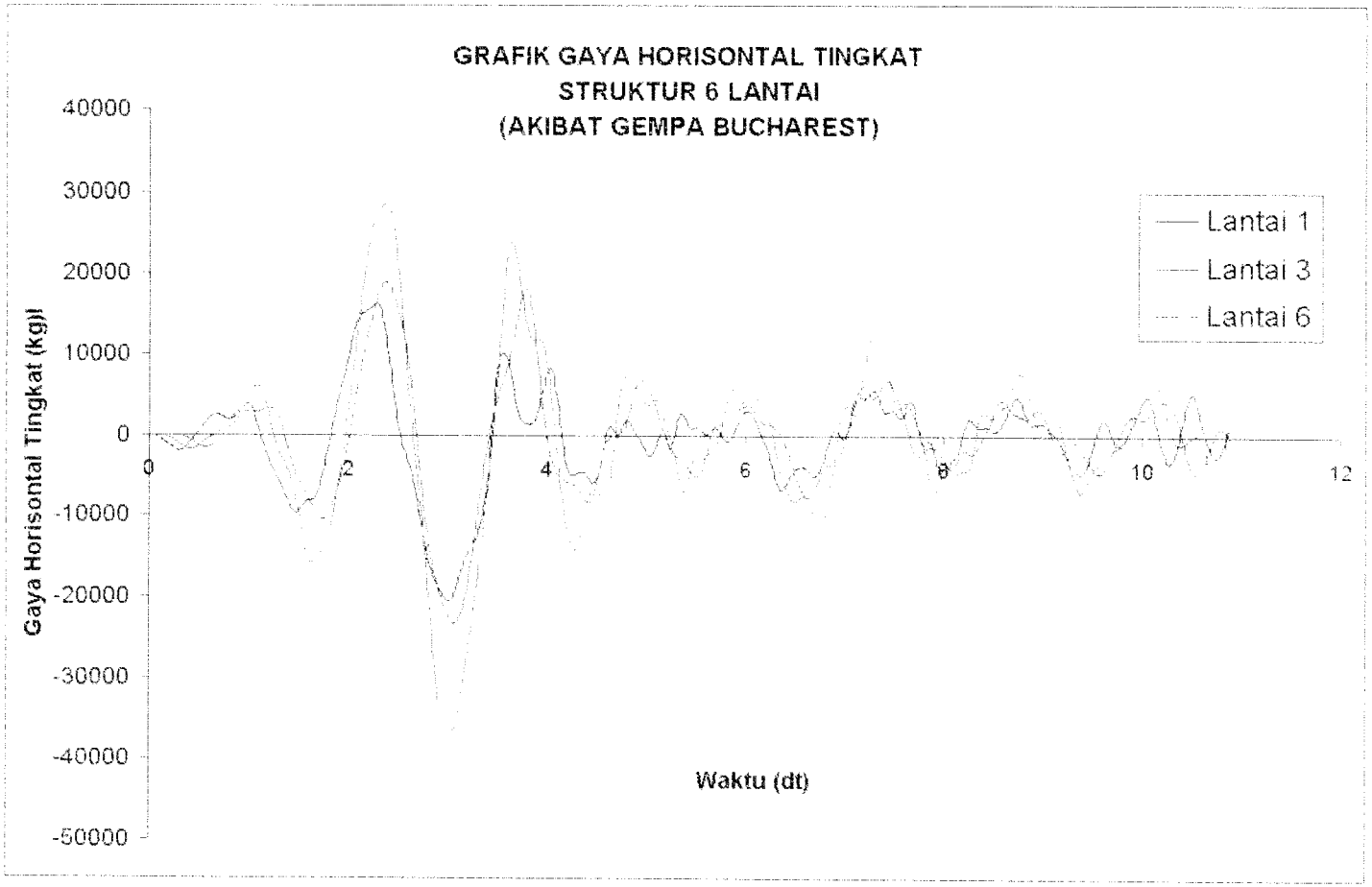


Gambar 5.18 Plot Simpangan Antar Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna Struktur 18 lantai

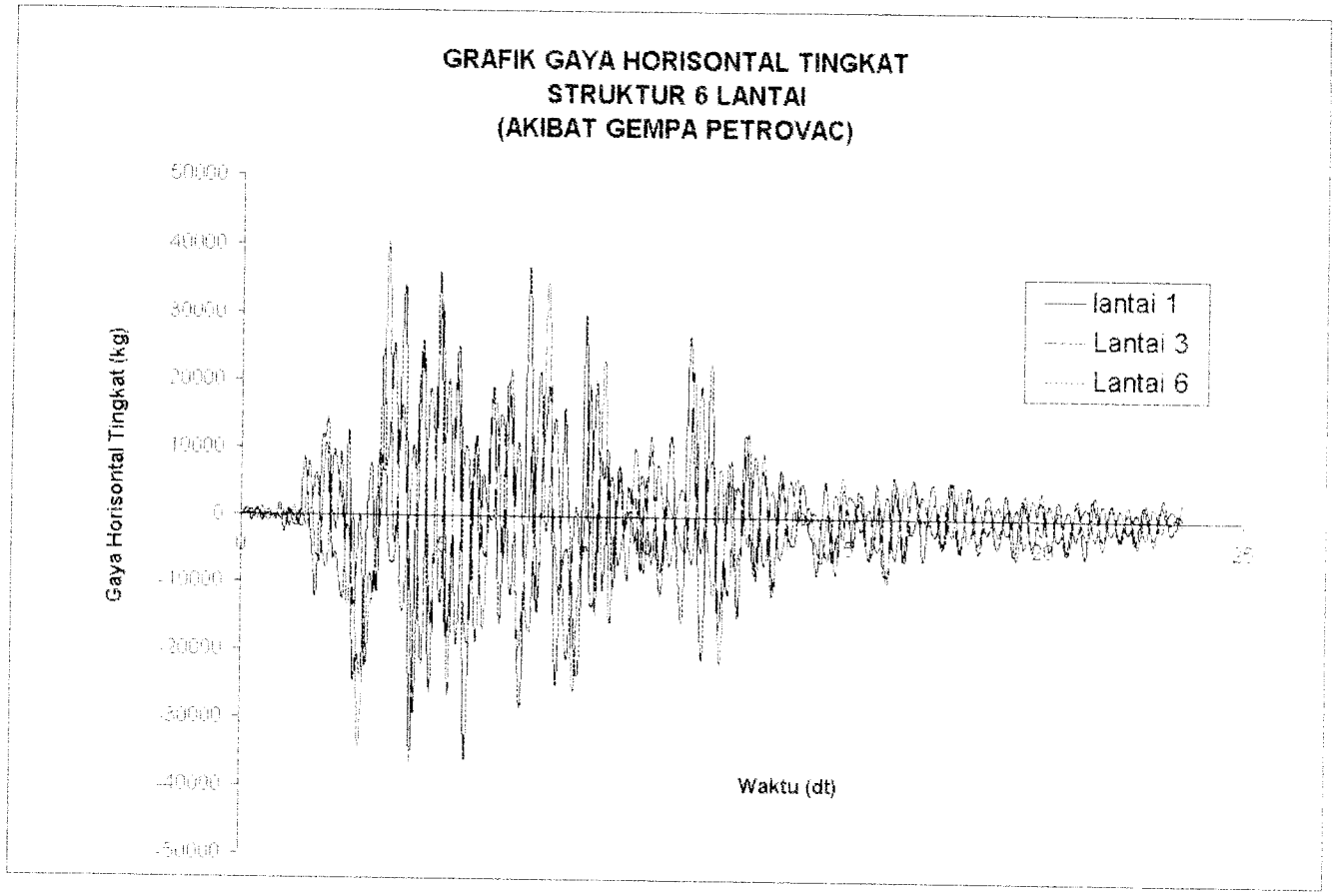
5.8. Perhitungan Gaya Horisontal tingkat

$$F_j(t) = y_j(t) * k_j \quad \text{.....(5.8)}$$

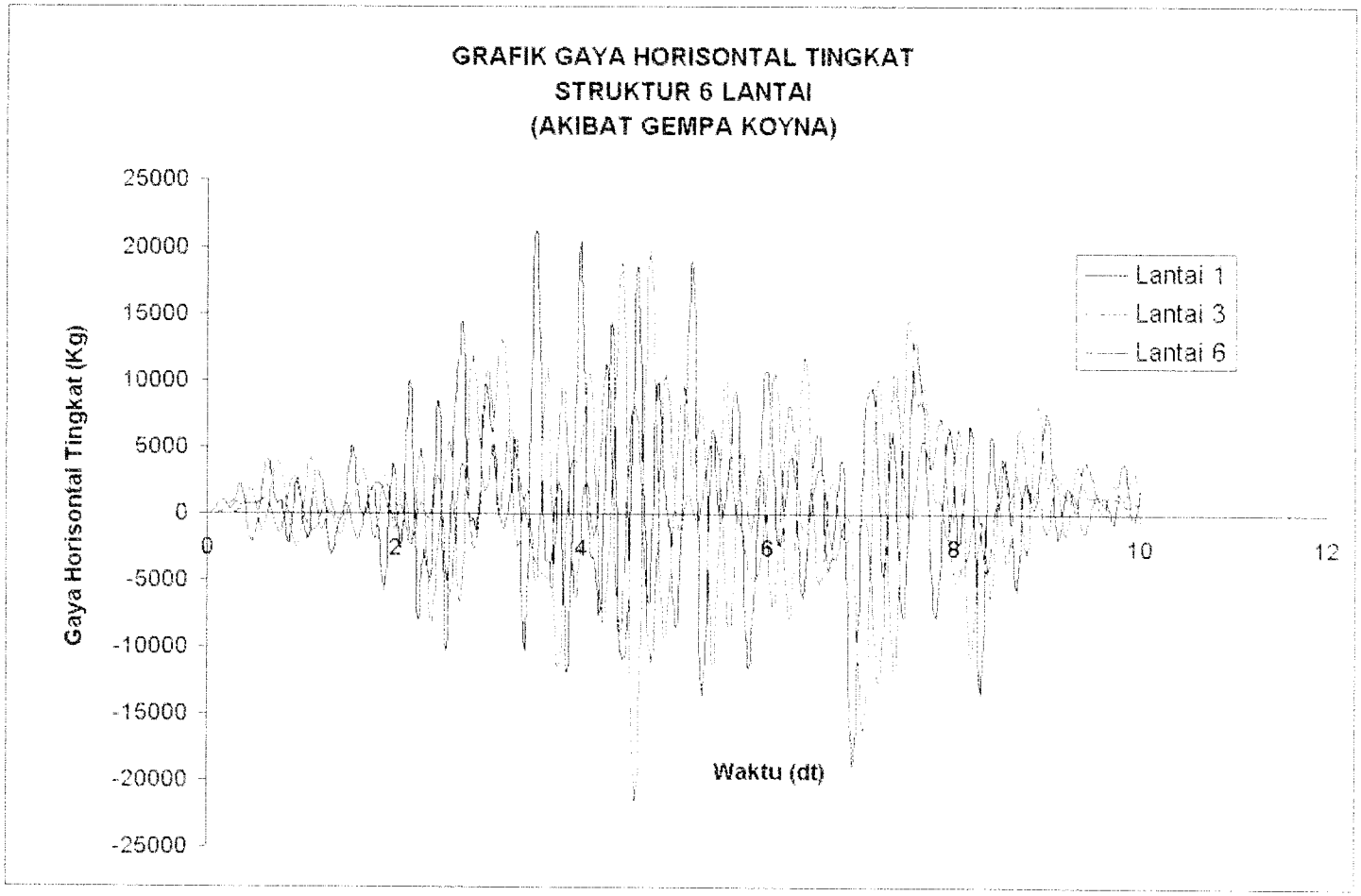
Contoh hasil plot antara gaya horisontal tingkat dengan waktu akibat gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna dapat dilihat pada gambar berikut :



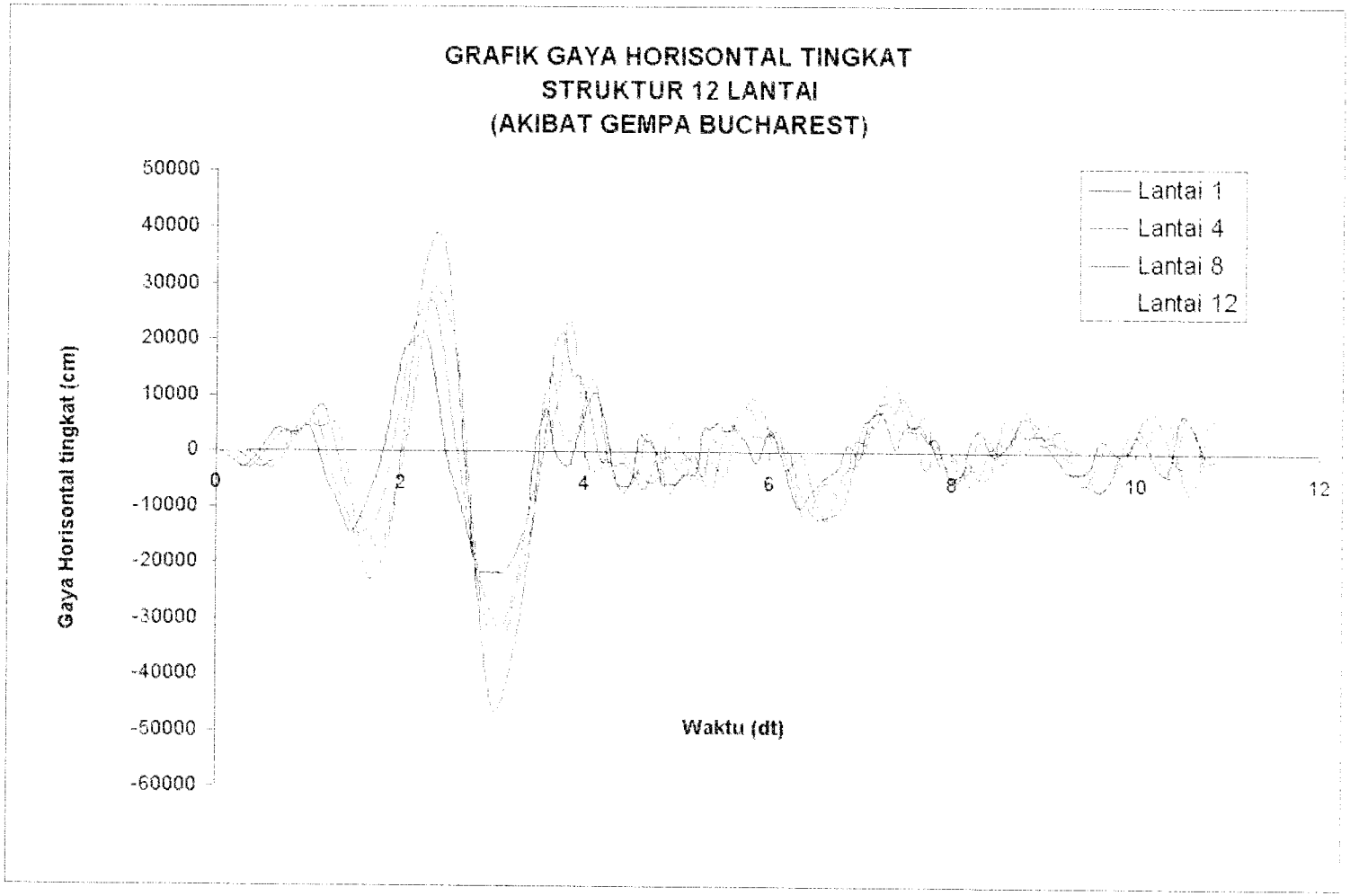
Gambar 5.19 Plot Gaya horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai



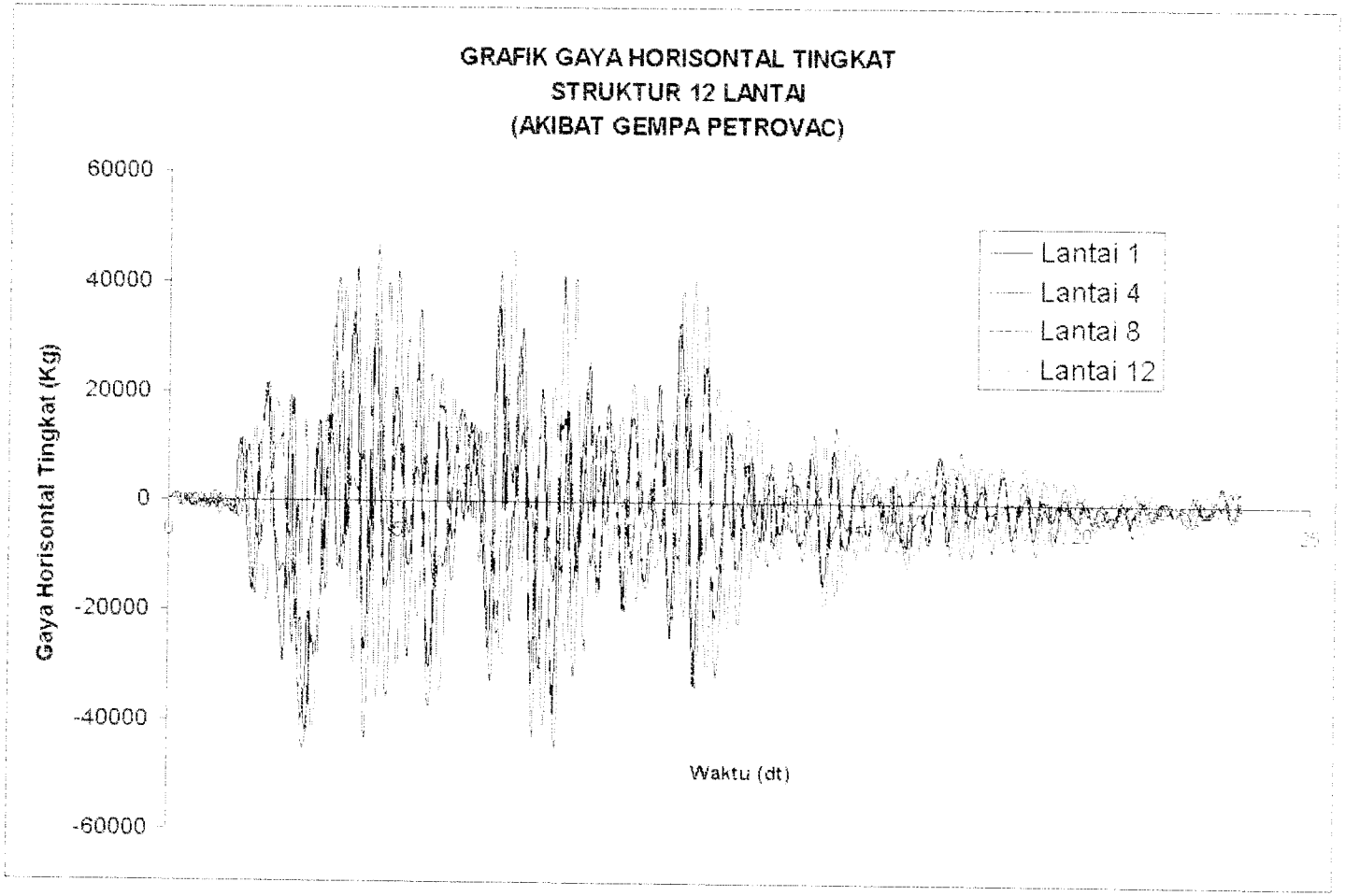
Gambar 5.20 Plot Simpangan Gaya Horisontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai



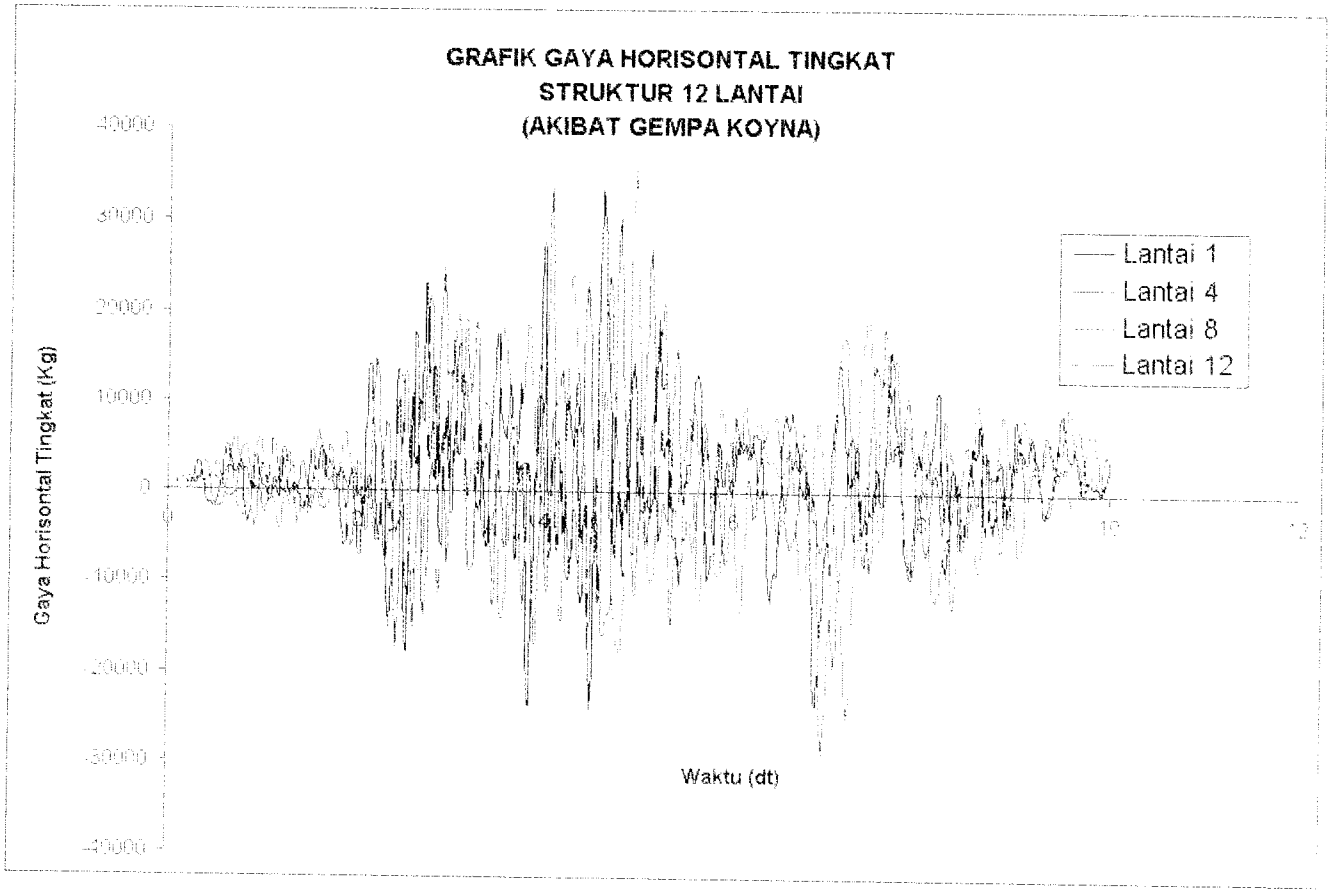
Gambar 5.21 Plot Gaya Horisontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai



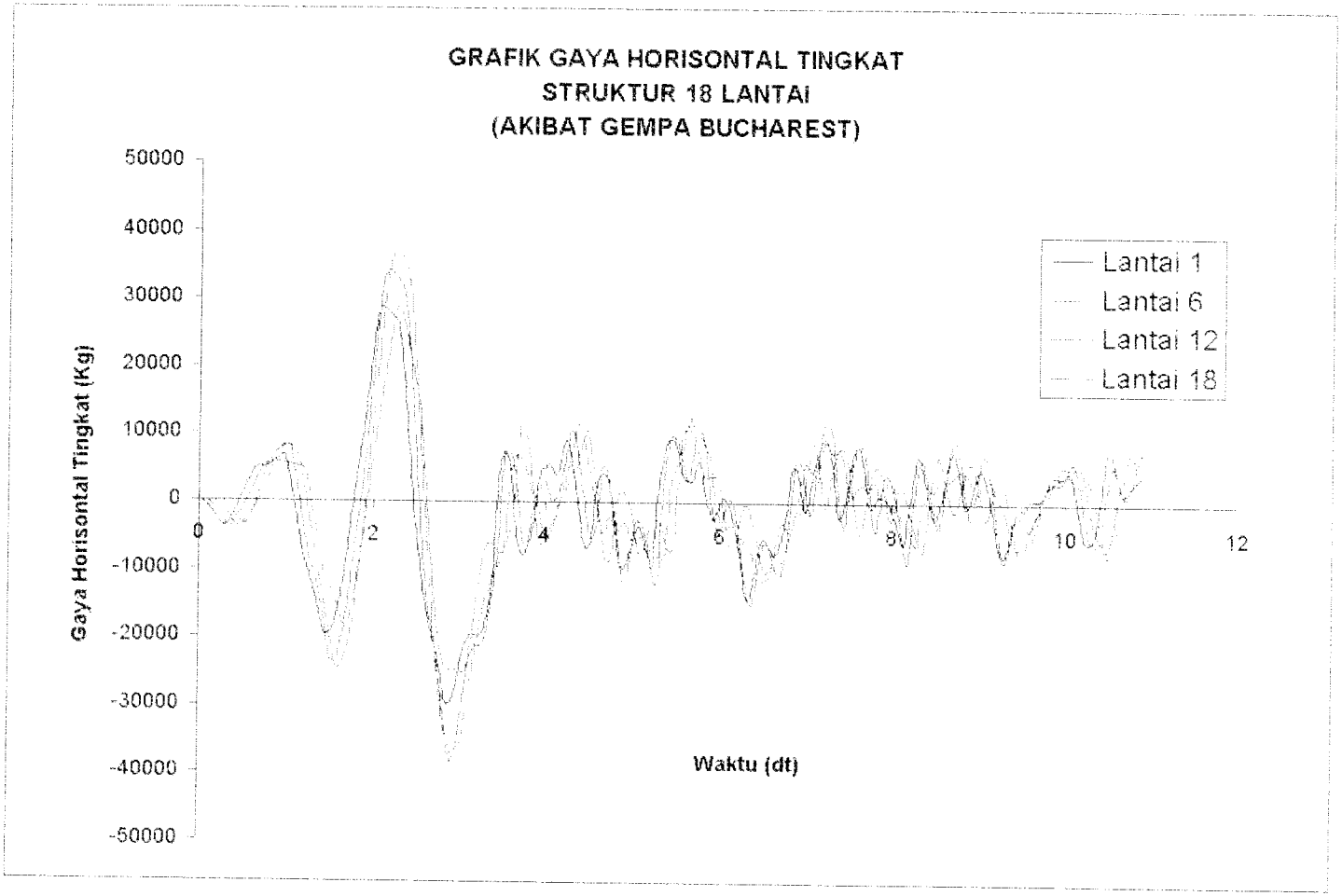
Gambar 5.22 Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai



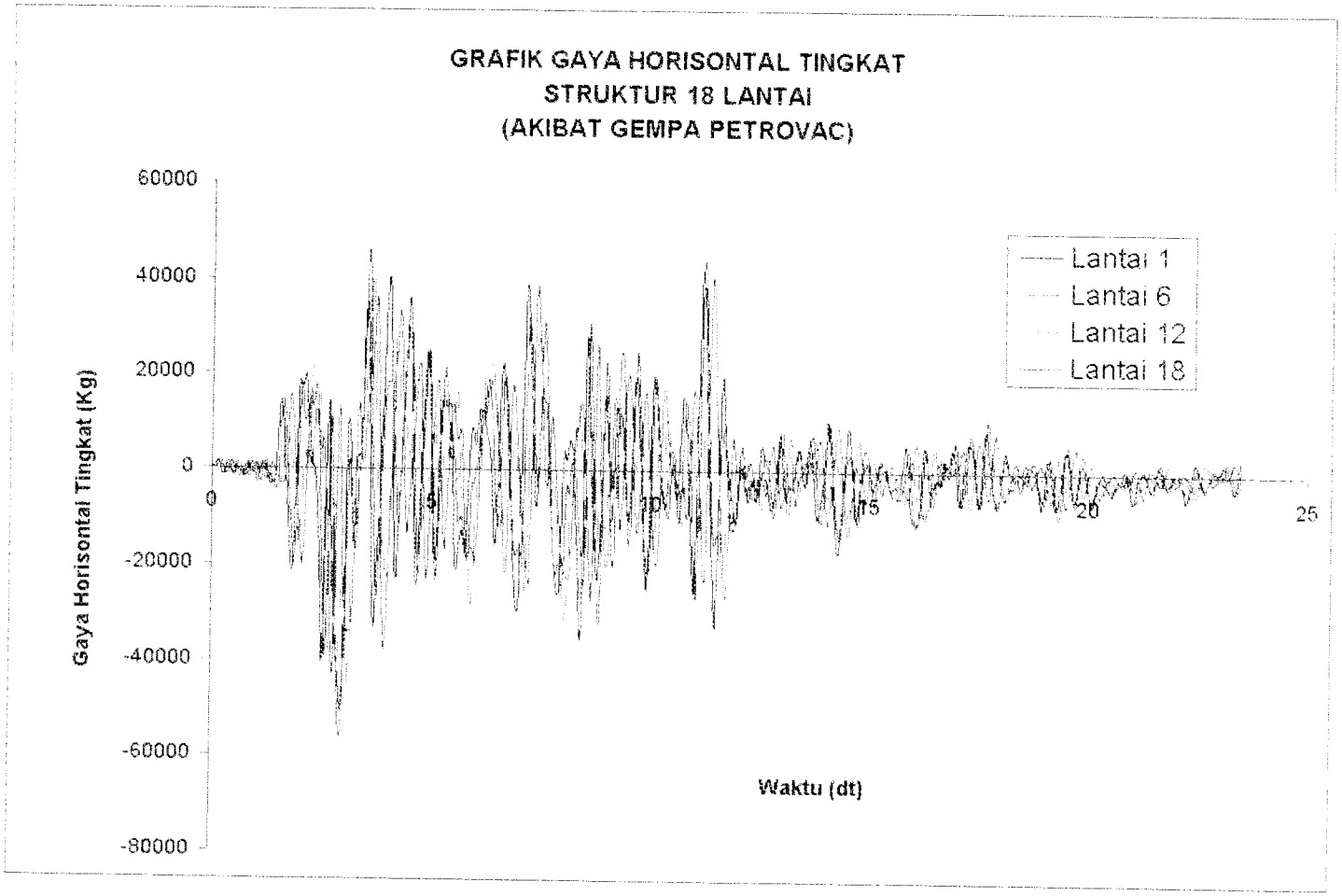
Gambar 5.23 Plot Gaya Horisontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai



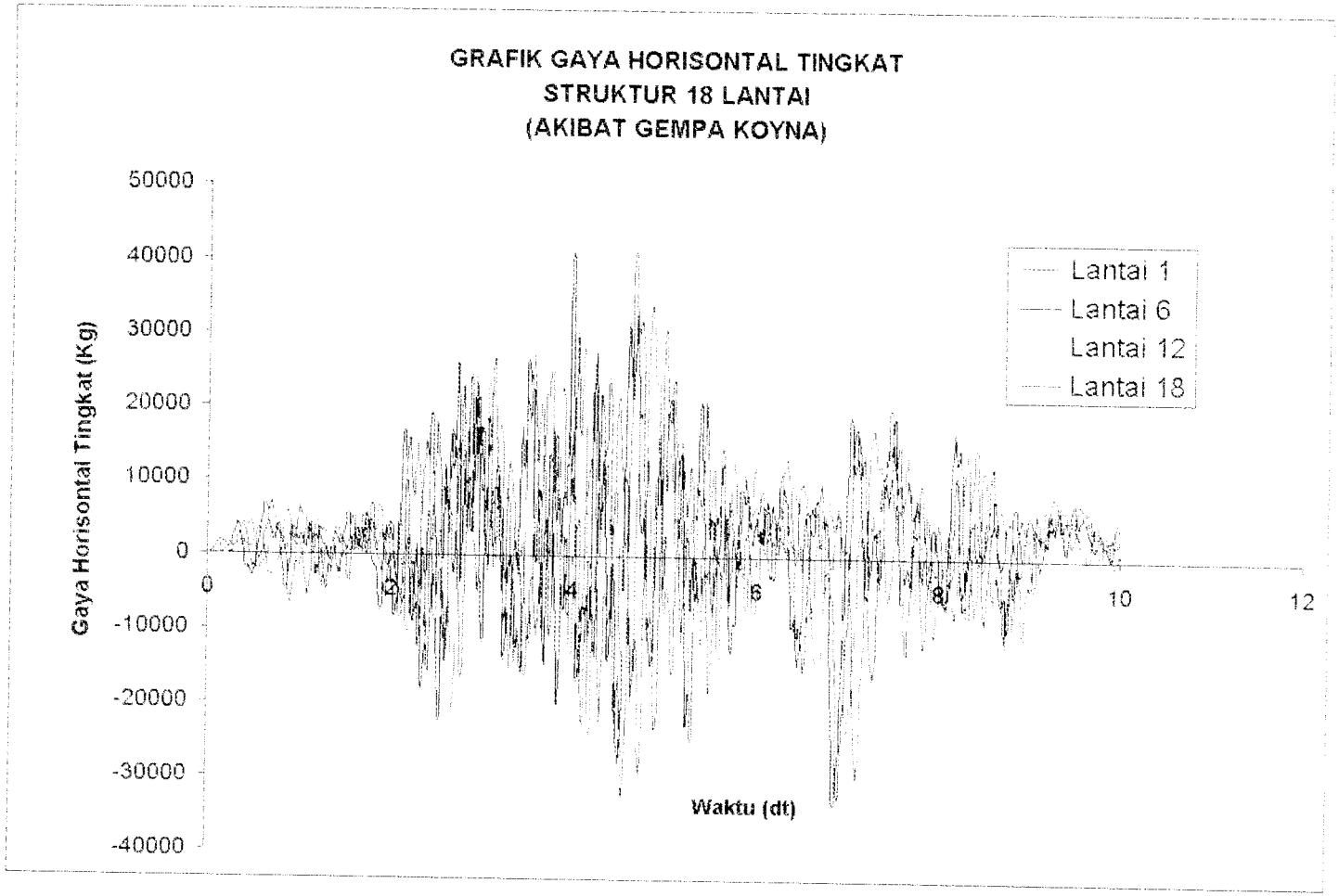
Gambar 5.24 Plot Gaya Horisontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai



Gambar 5.25 Plot Gaya Horisontal tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai



Gambar 5.26 Plot Gaya Horisontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai

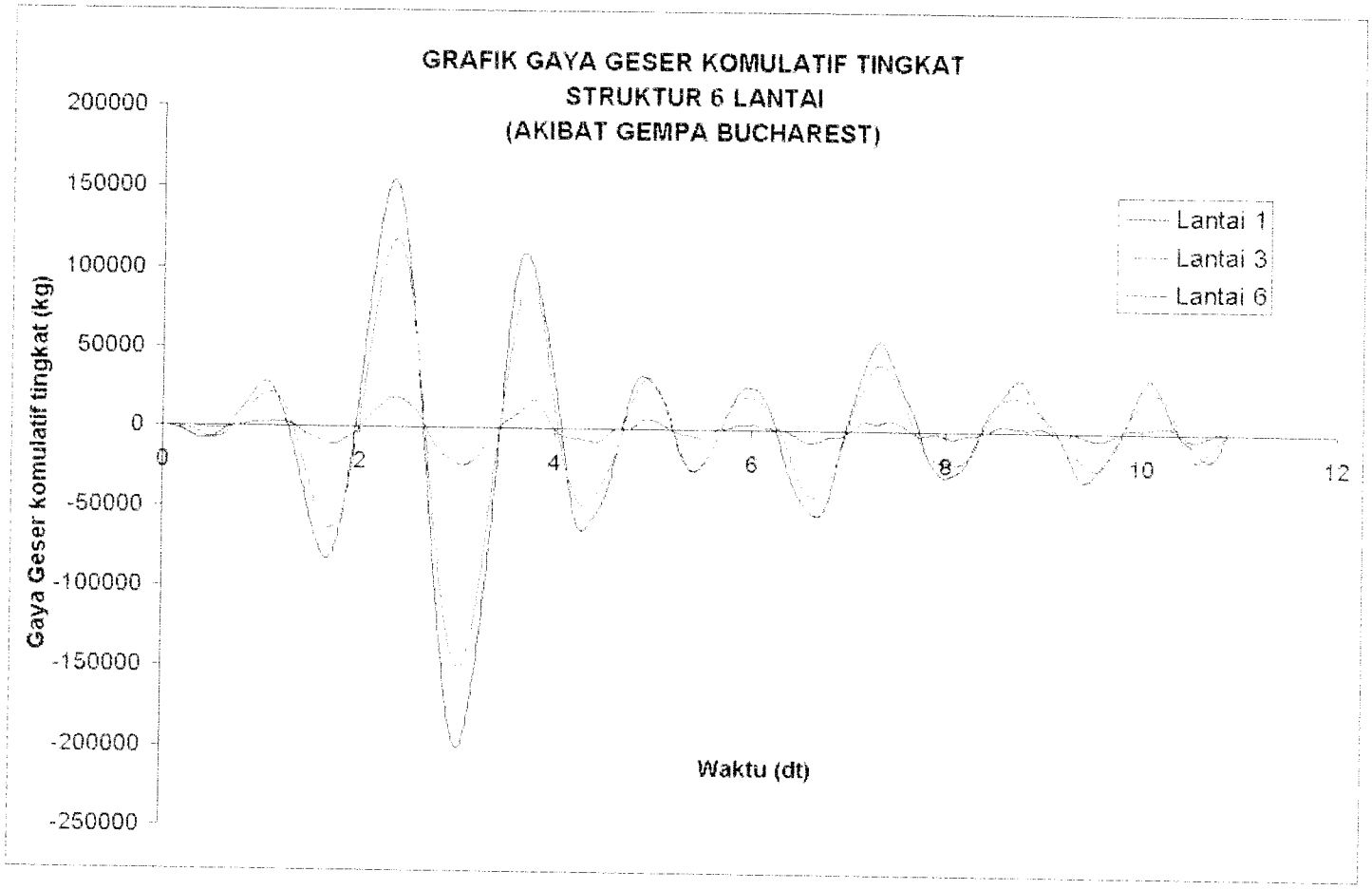


Gambar 5.27 Plot Gaya Horisontal Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna Struktur 18 lantai

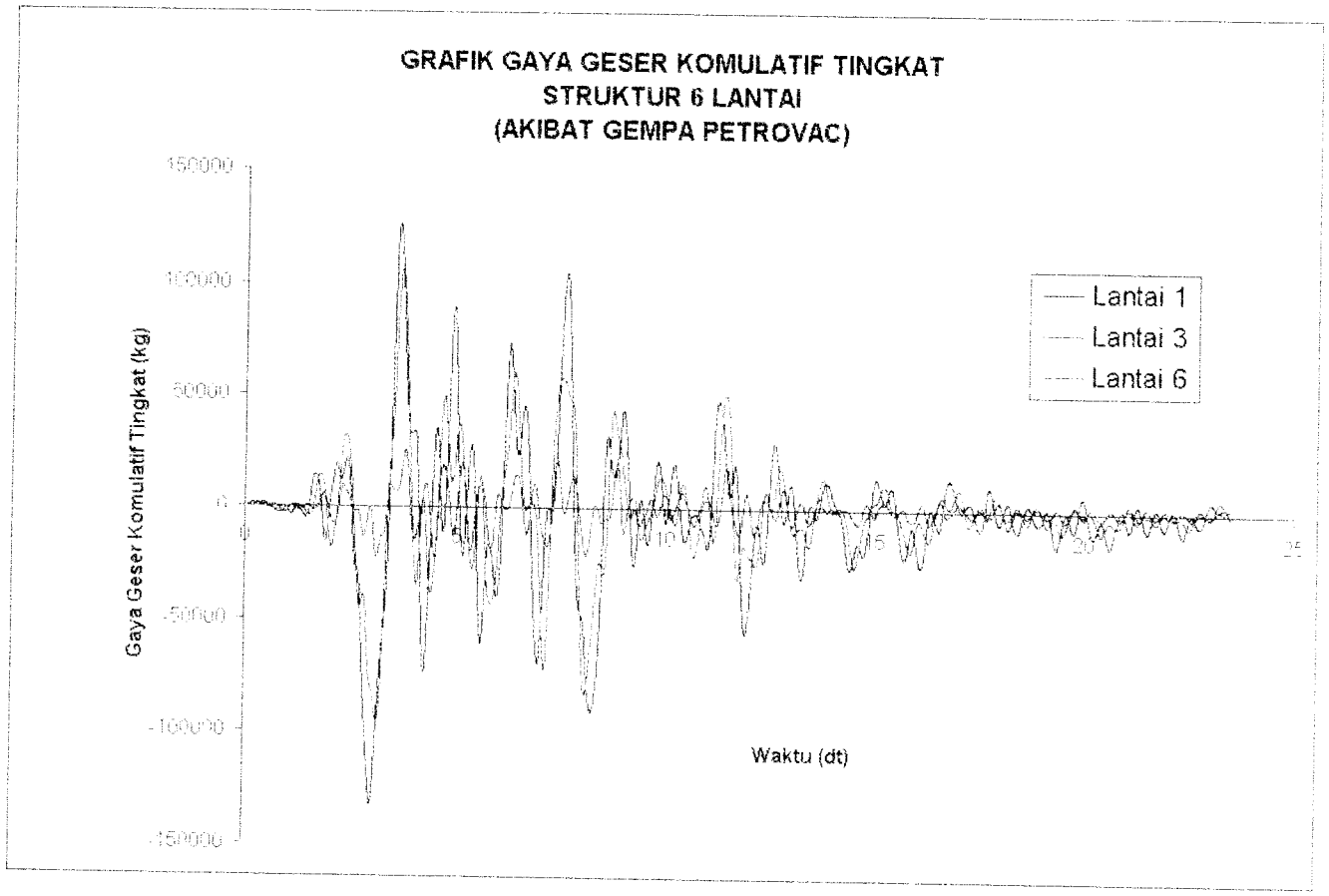
5.9 Perhitungan Gaya Geser Komulatif Tingkat dan Gaya Geser Dasar

$$V(t) = \sum_{j=1}^{n} F(t) \quad \text{.....(5.9)}$$

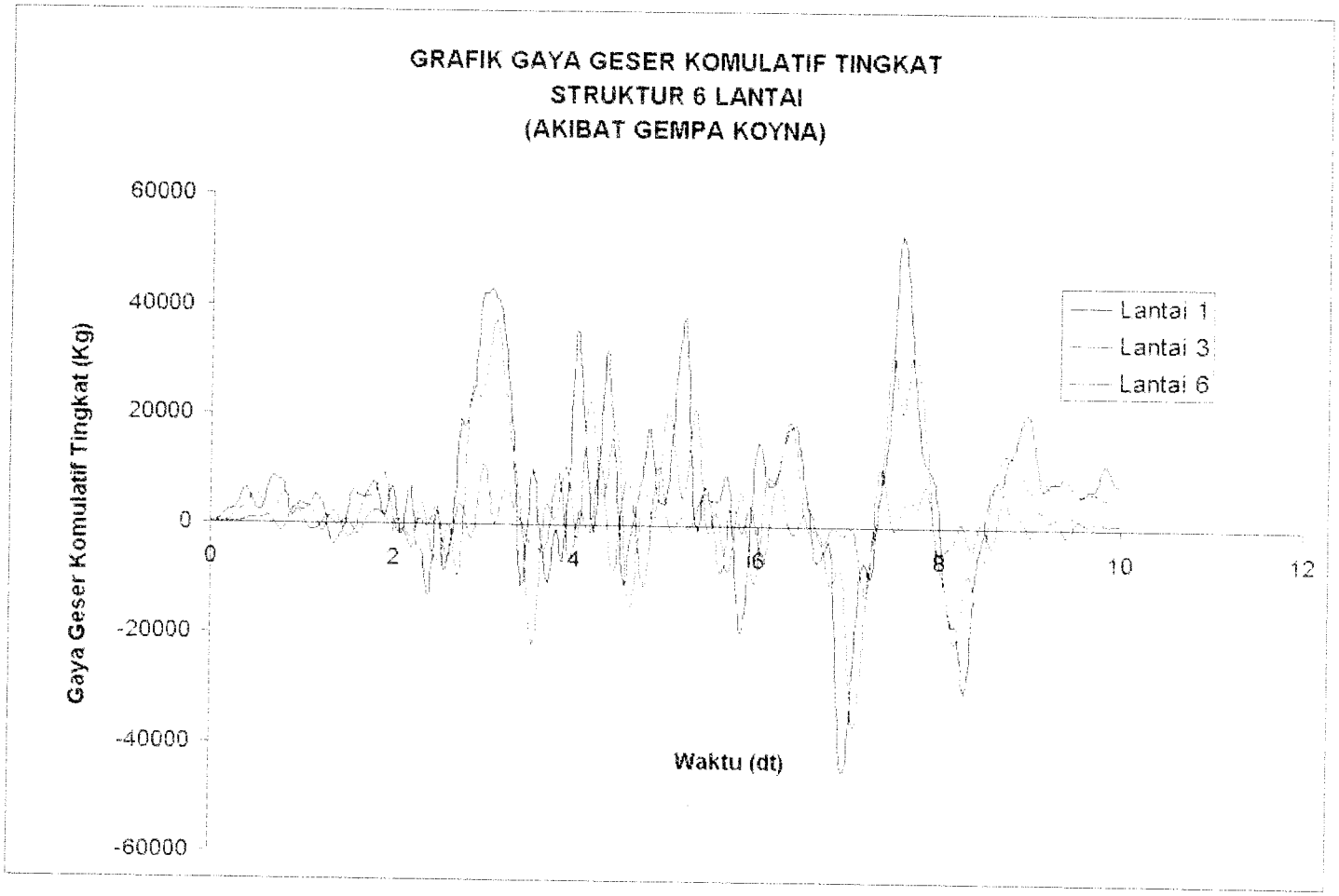
Contoh hasil gaya geser tingkat akibat beban gempa Bucharest, Parkfield dan Koyna dapat dilihat pada gambar berikut :



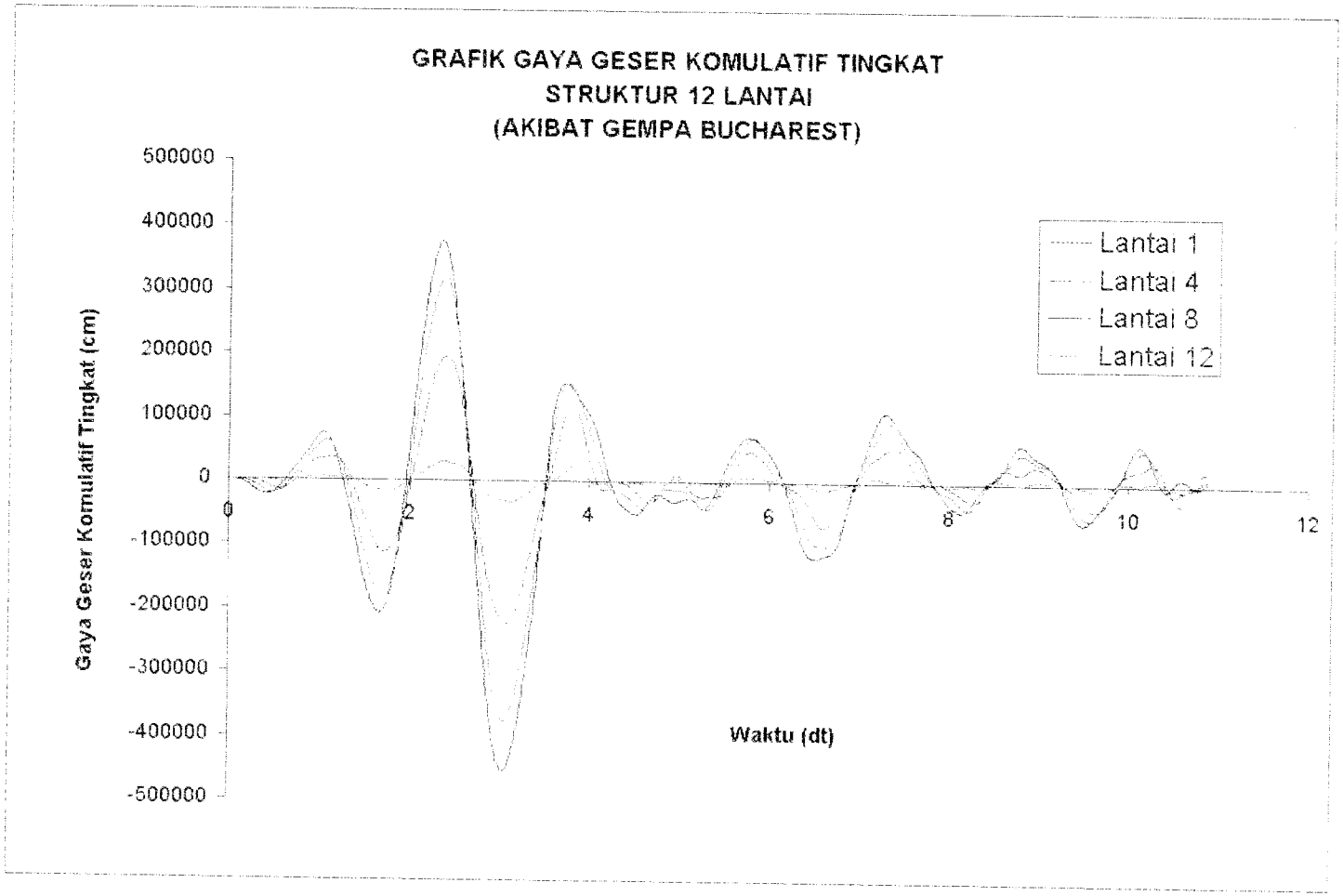
Gambar 5.28 Plot Gaya Geser komulatif tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai



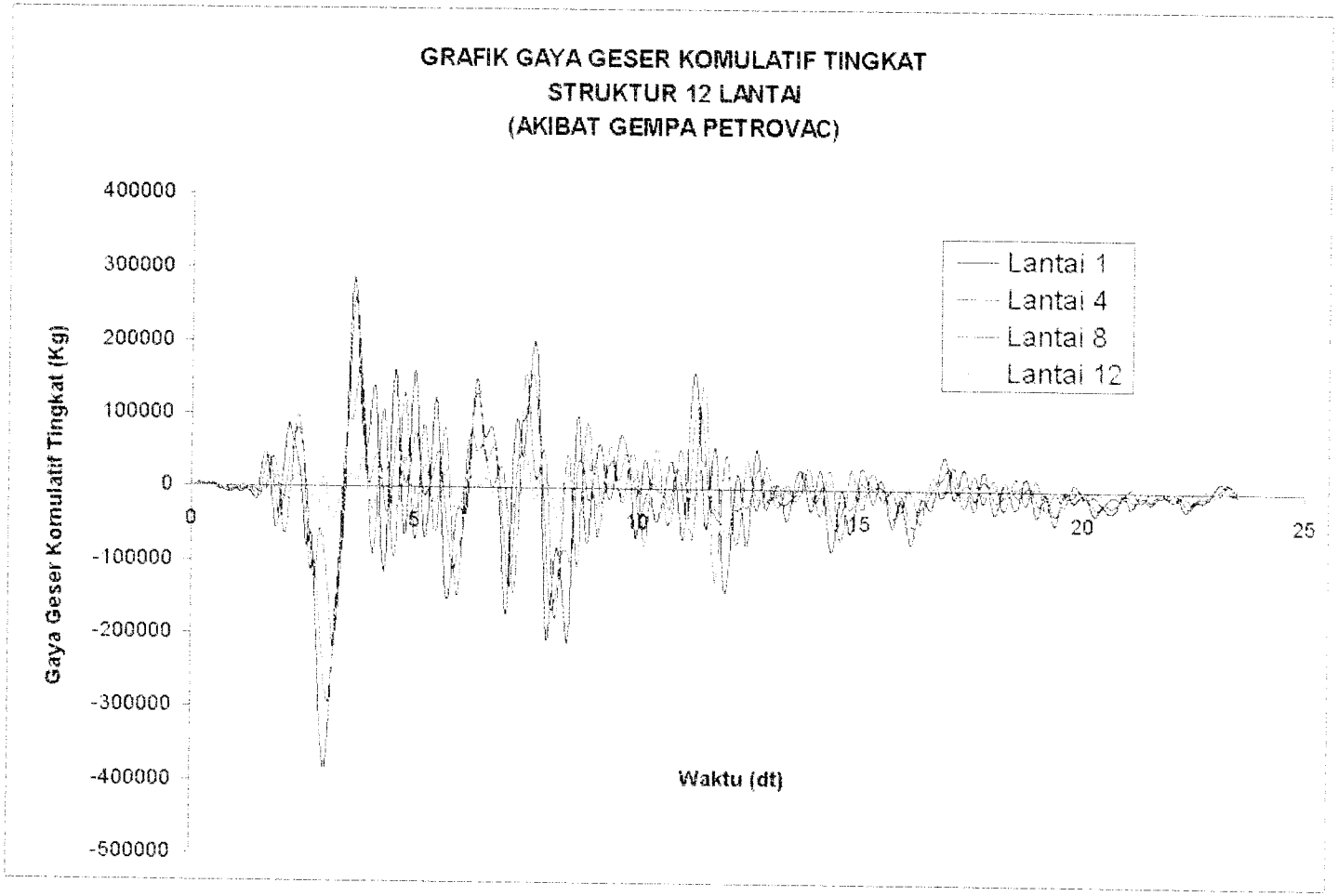
Gambar 5.29 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai



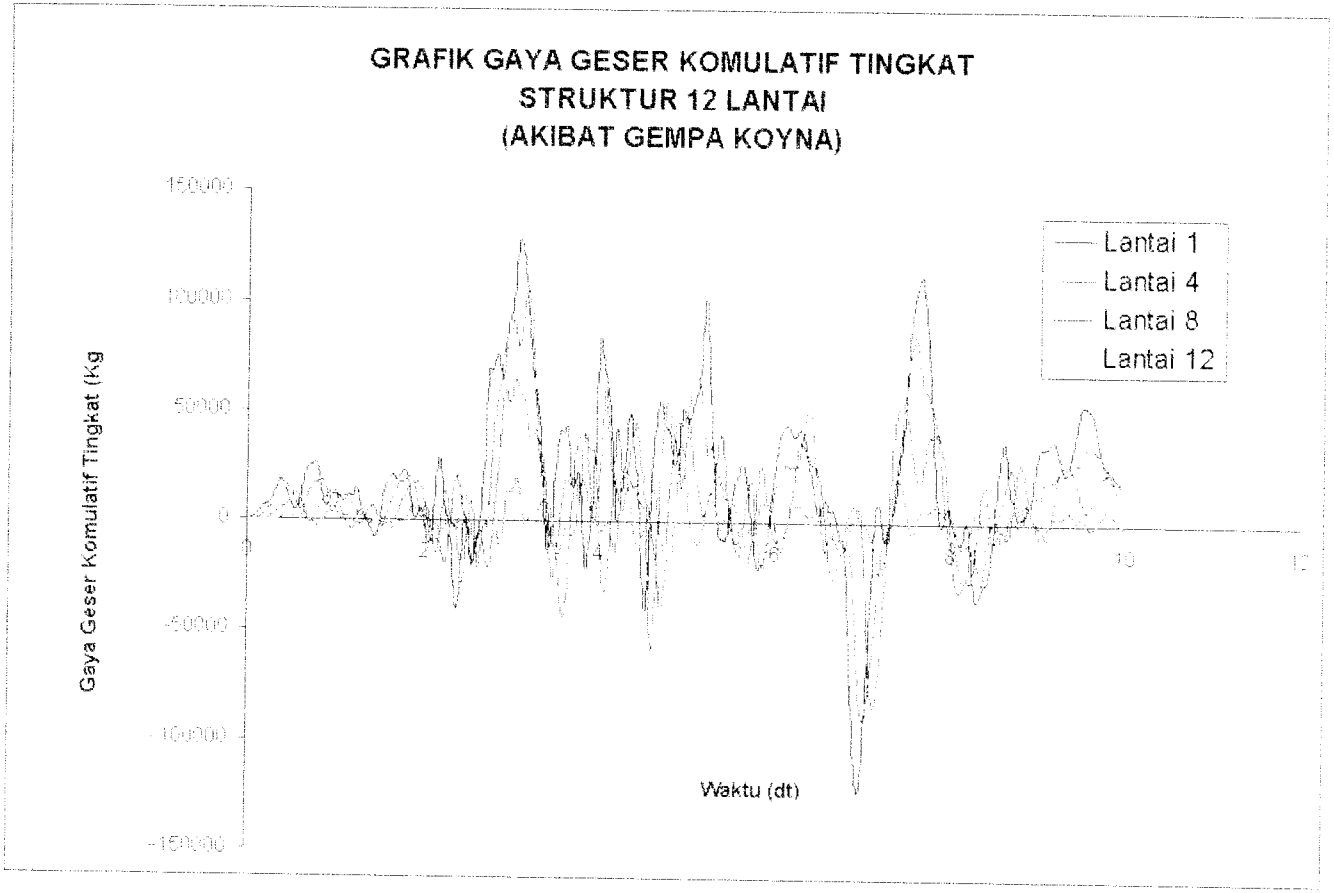
Gambar 5.30 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempaKoyna struktur 6 lantai



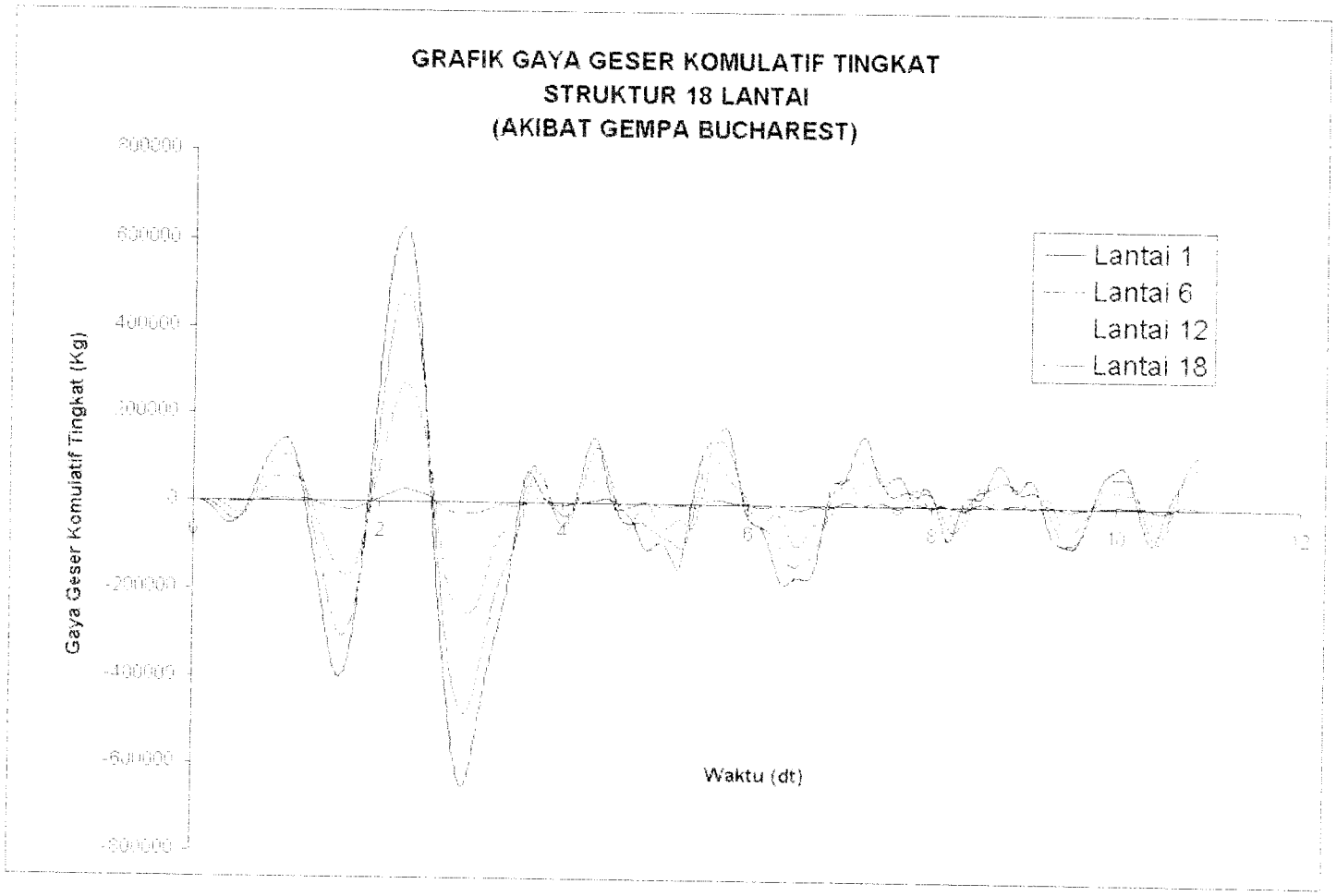
Gambar 5.31 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai



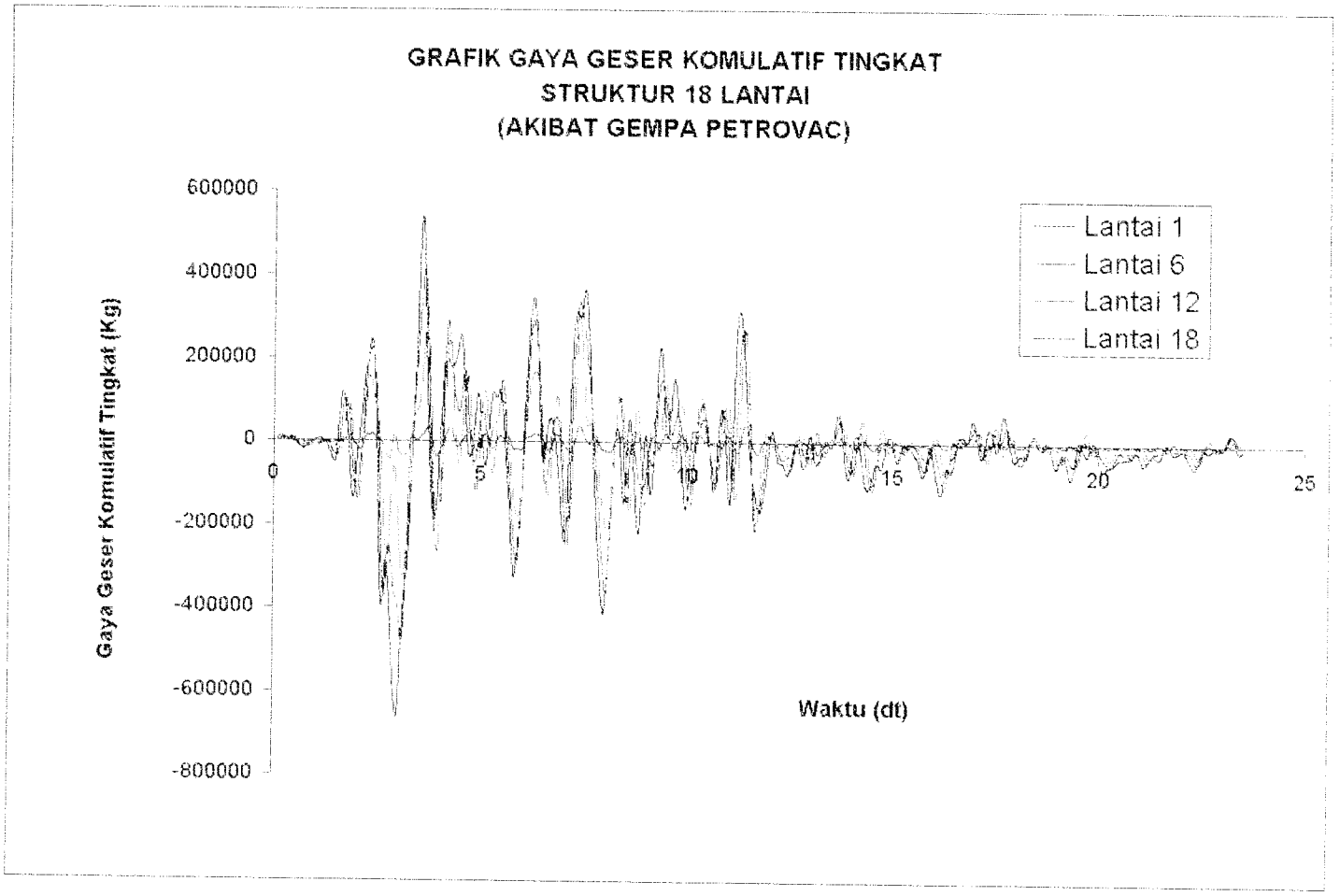
Gambar 5.32 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai



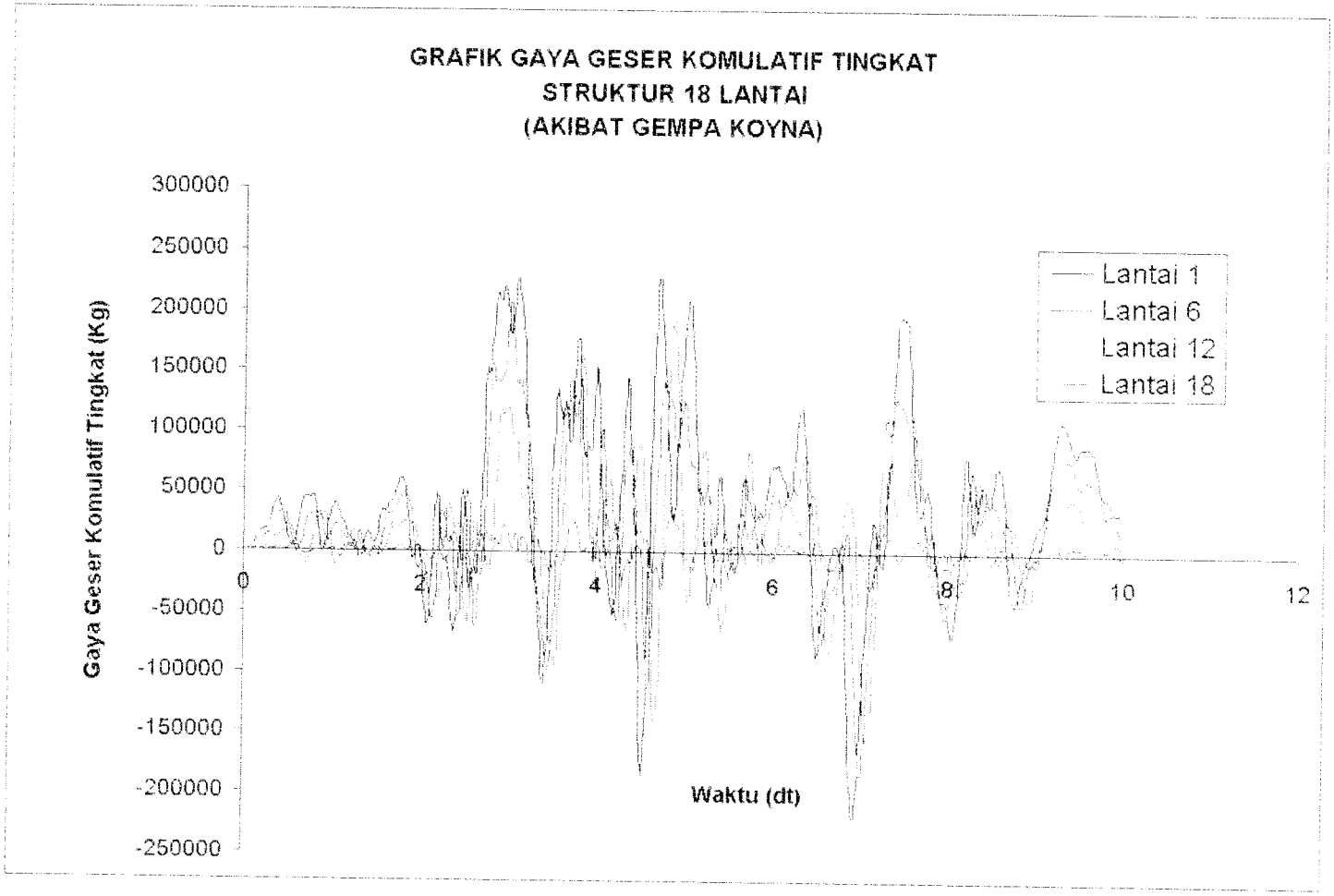
Gambar 5.33 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai



Gambar 5.34 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai

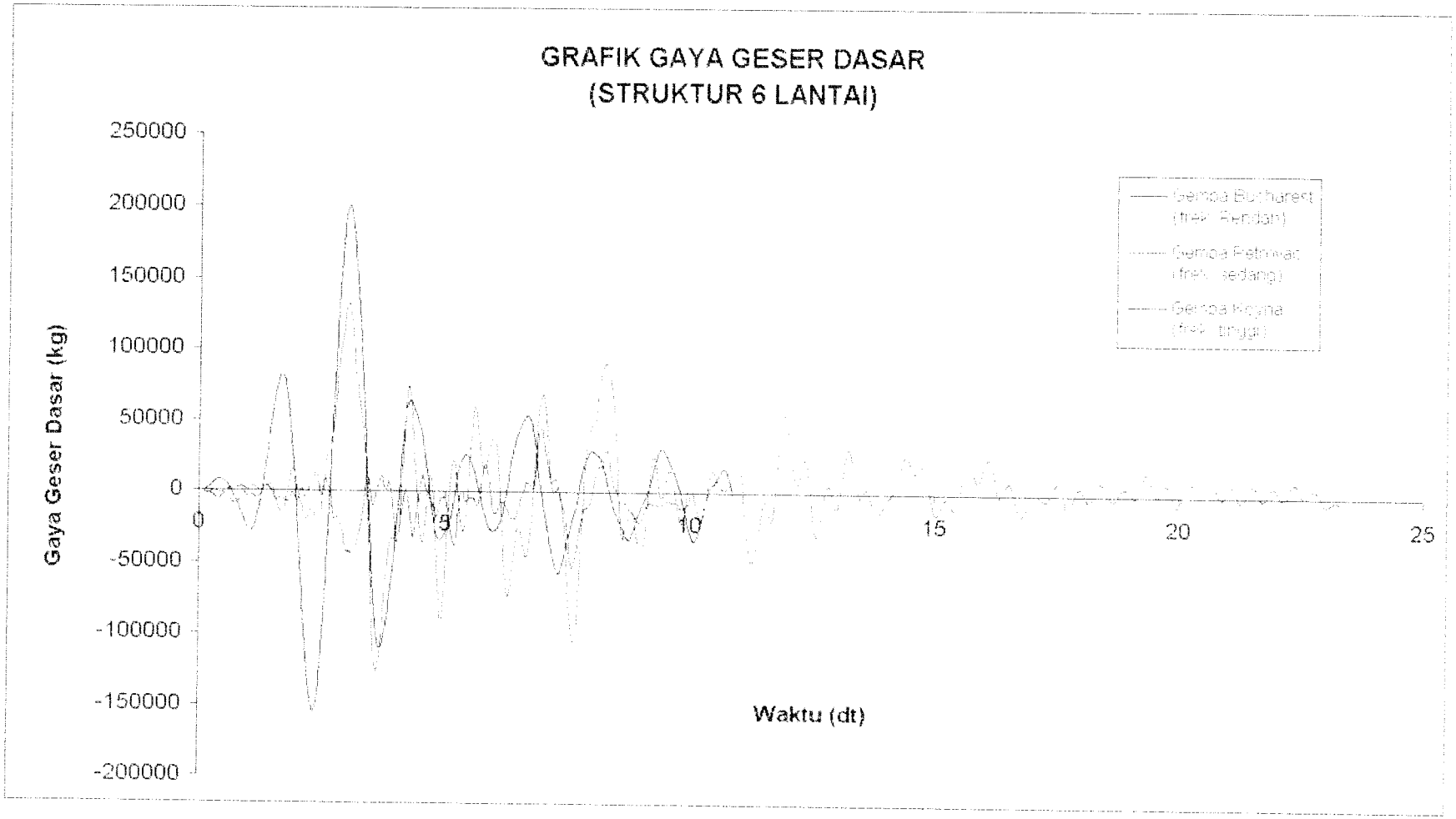


Gambar 5.35 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai

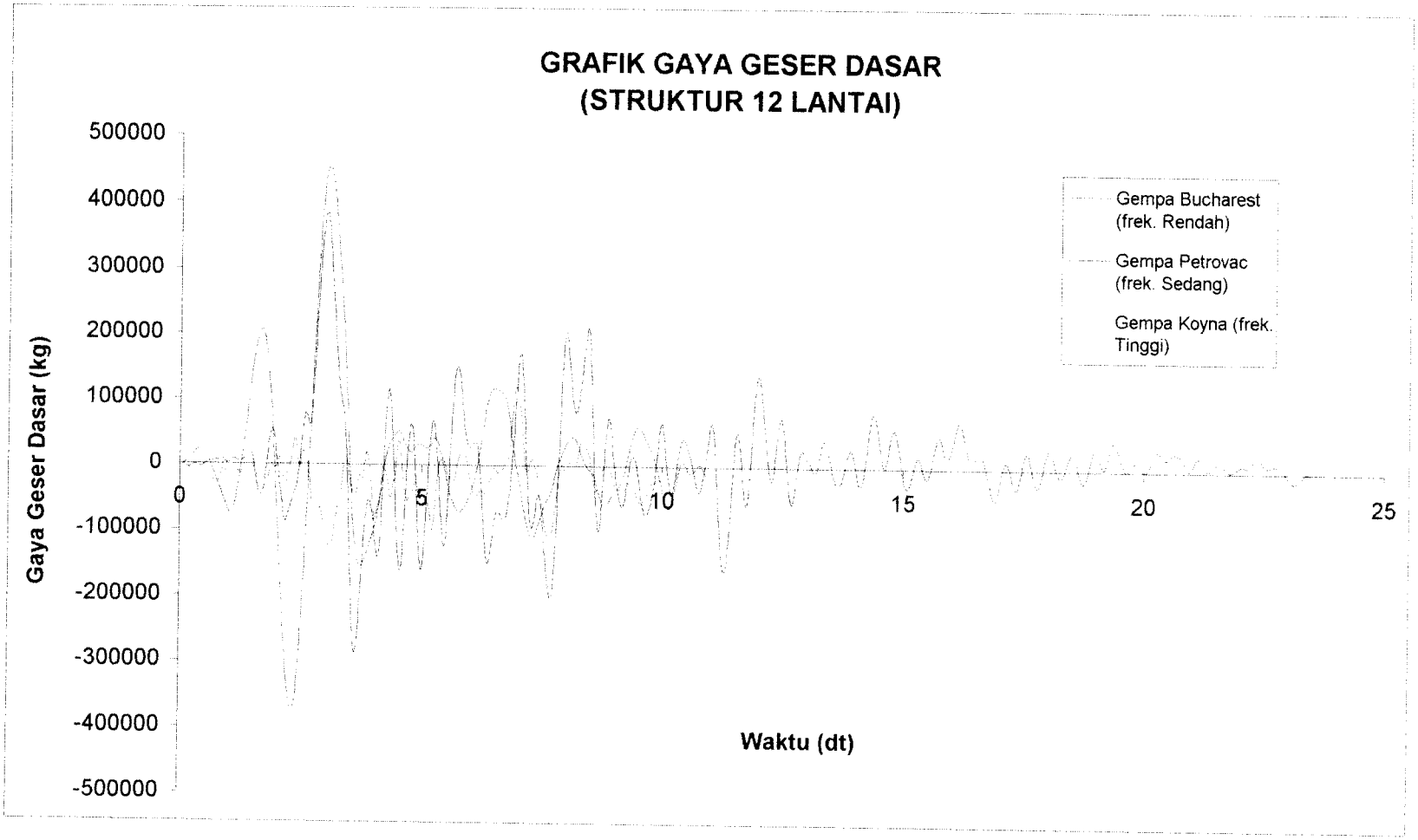


Gambar 5.36 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat lawan waktu akibat gempa Koyna Struktur 18 lantai

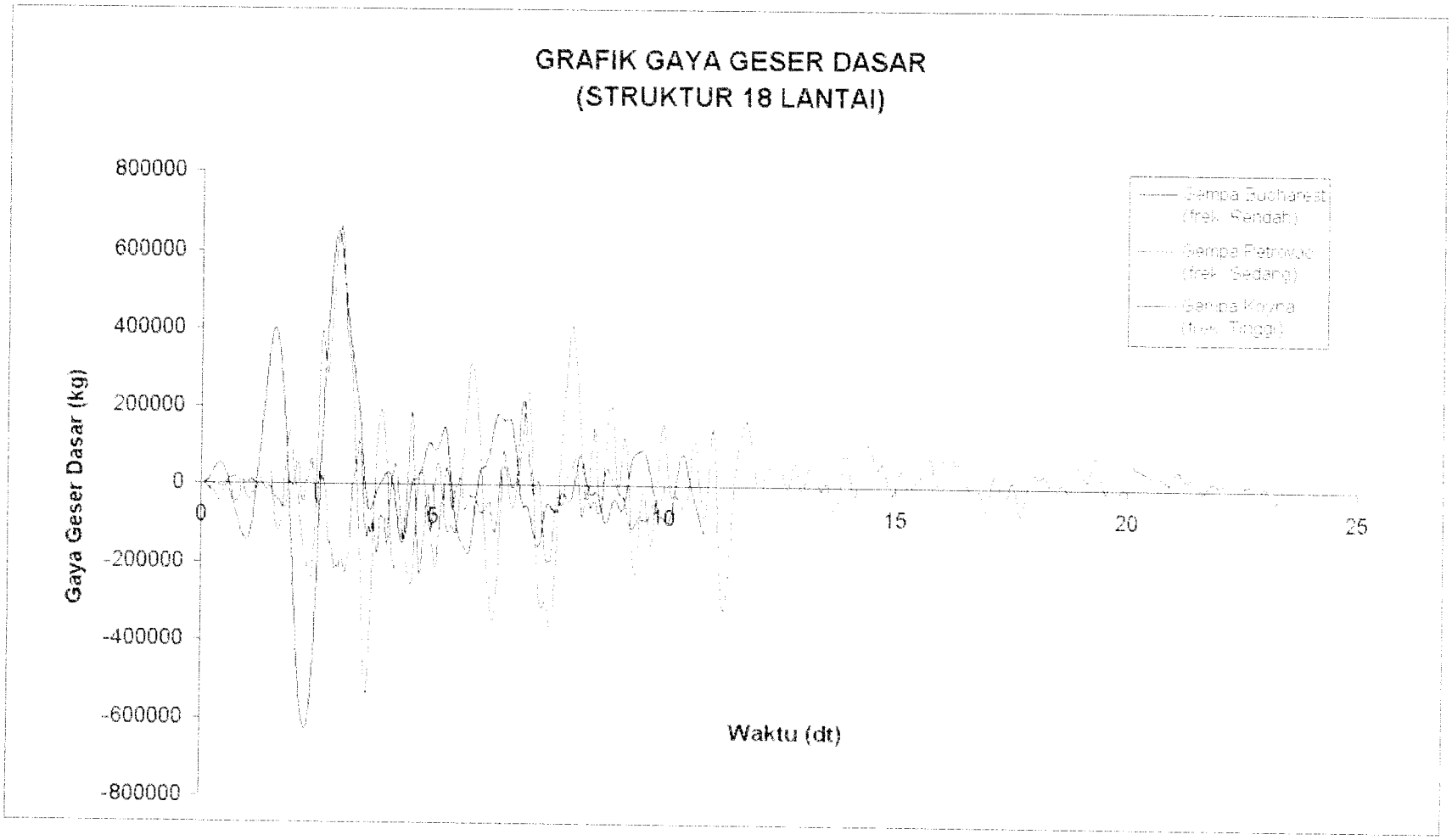
Sedangkan hasil Gaya Geser dasar akibat beban gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna disajikan pada gambar berikut:



Gambar 5.37 Plot Gaya Geser Dasar lawan waktu akibat 3 gempa (struktur 6 lantai)



Gambar 5.38 Plot Gaya Geser Dasar lawan waktu akibat 3 gempa (struktur 12 lantai)

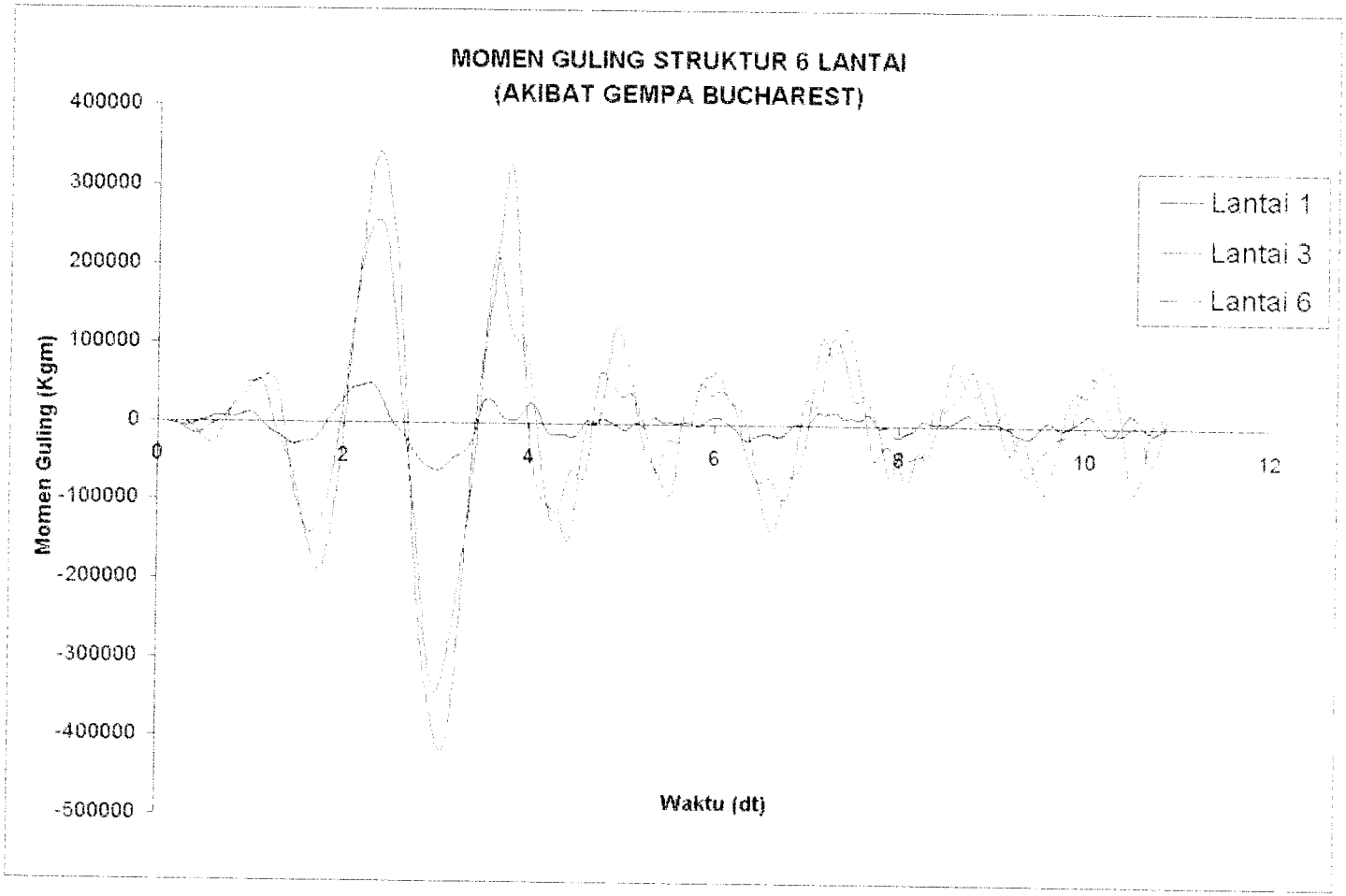


Gambar 5.39 Plot Gaya Geser Dasar lawan waktu akibat 3 gempa (struktur 18 lantai)

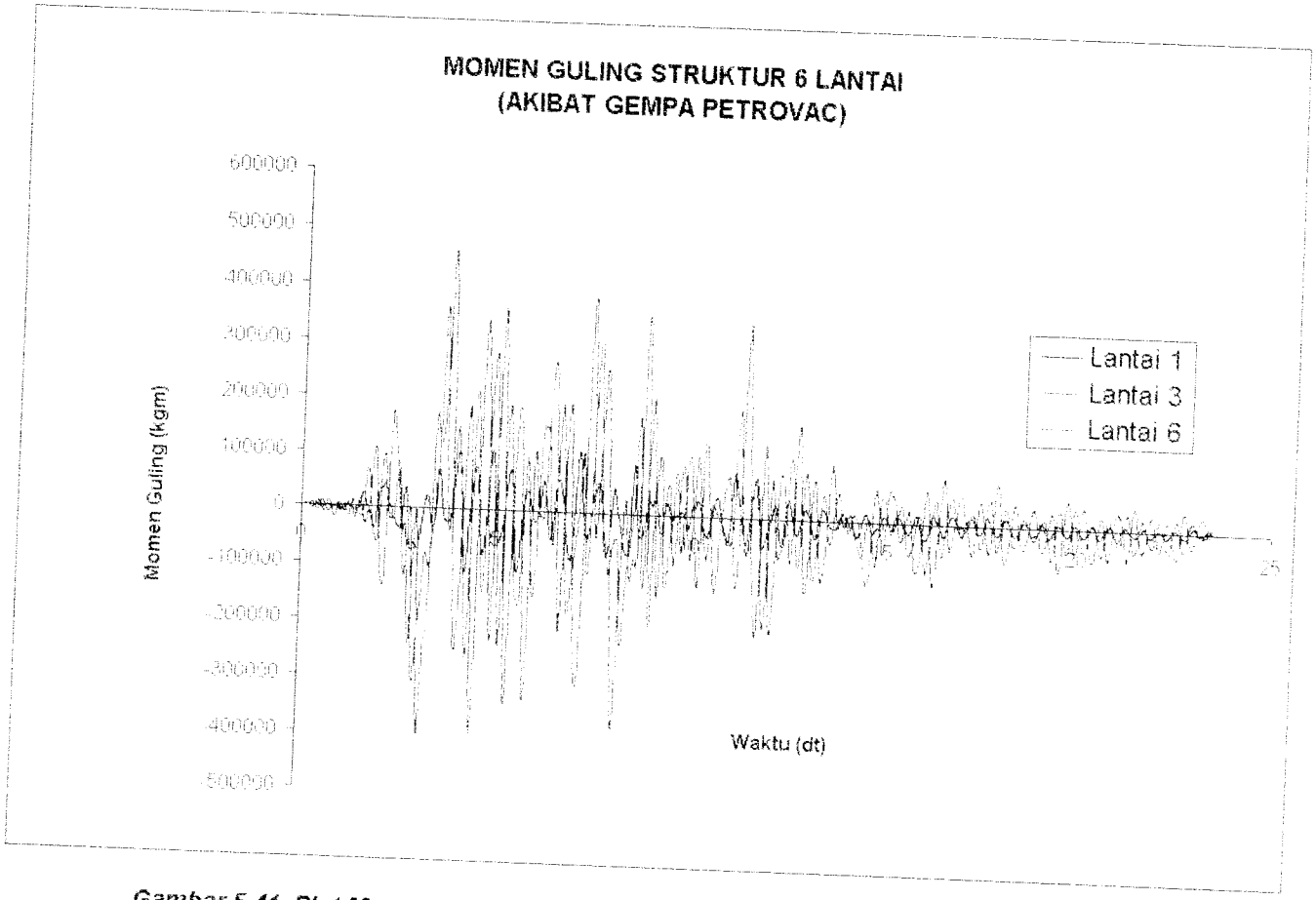
5.10 Perhitungan Momen Guling

$$M_g = F_j(t) * H \quad \text{.....(5.10)}$$

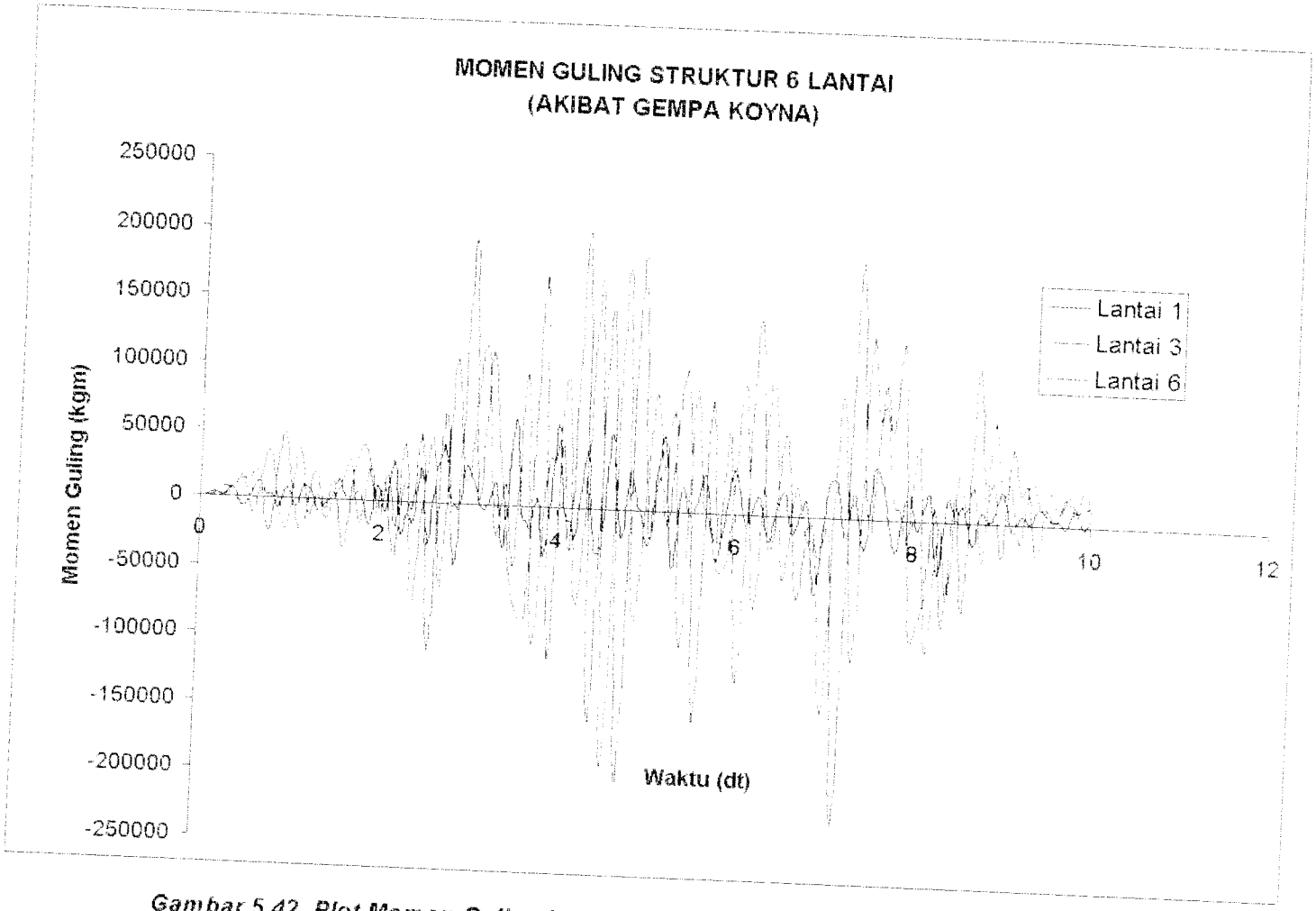
Contoh hasil plot antara Momen guling lawan waktu akibat gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna pada struktur 6,12 dan 18 lantai.



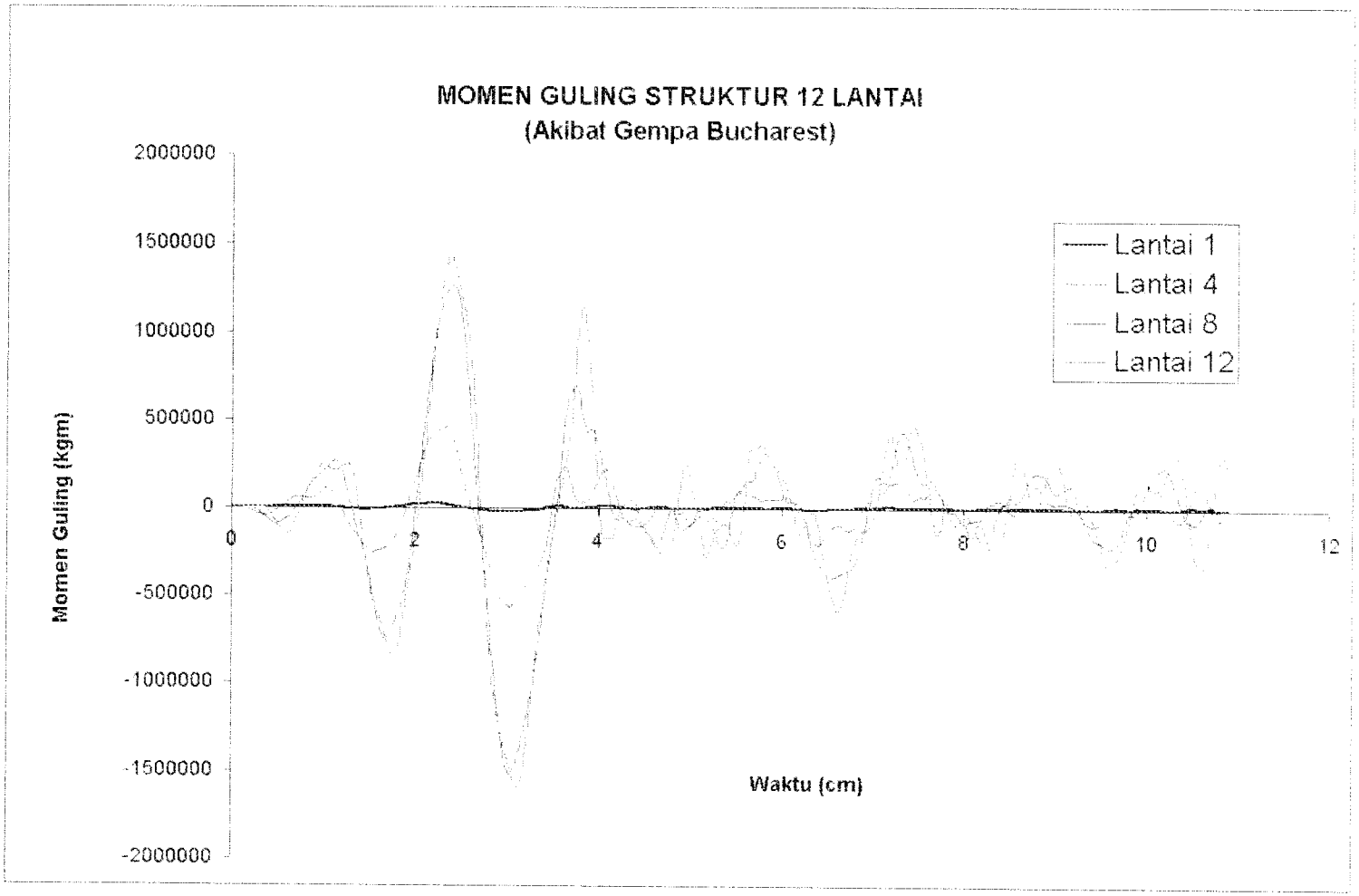
Gambar 5.40 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 6 lantai



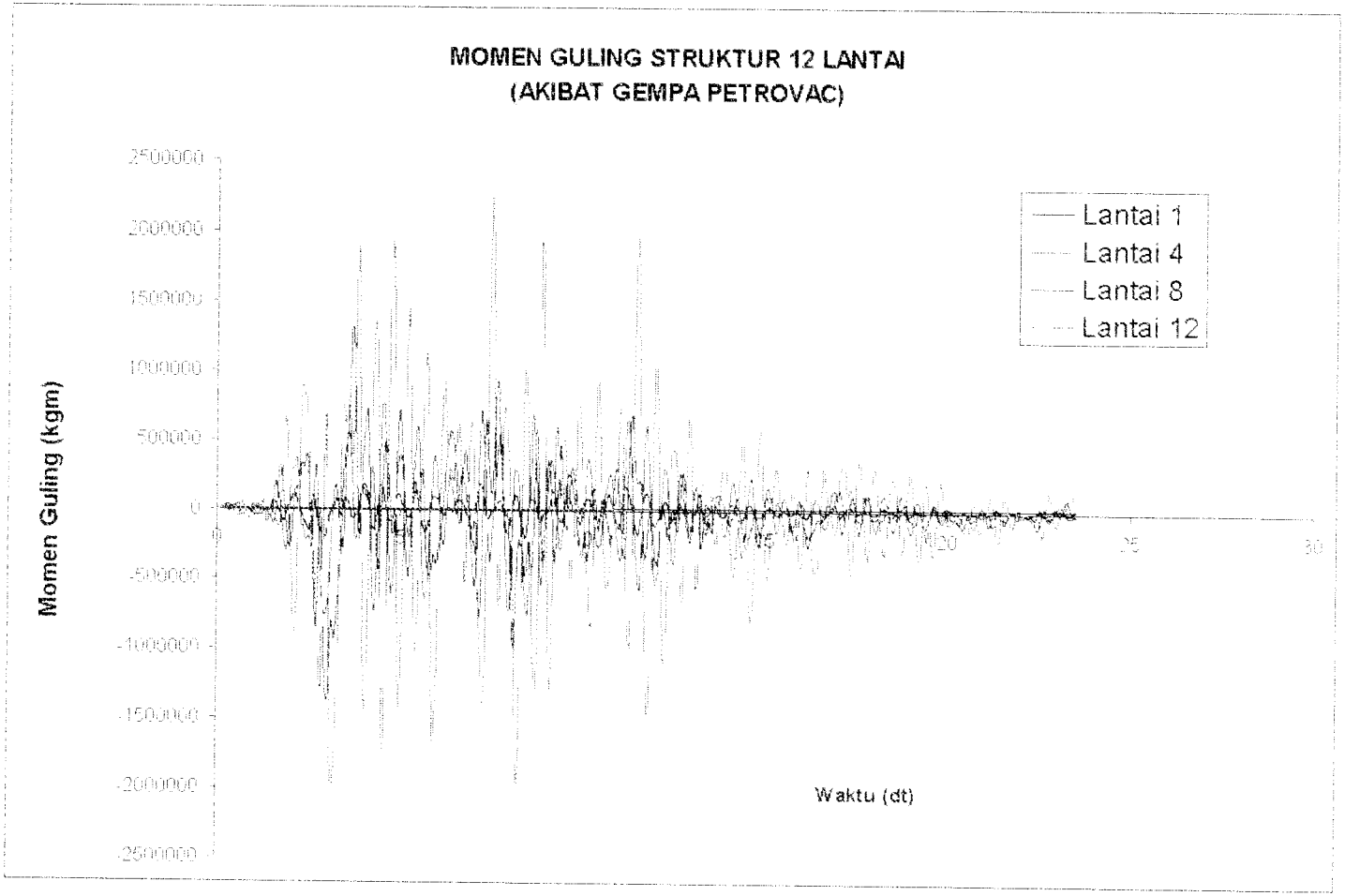
Gambar 5.41 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 6 lantai



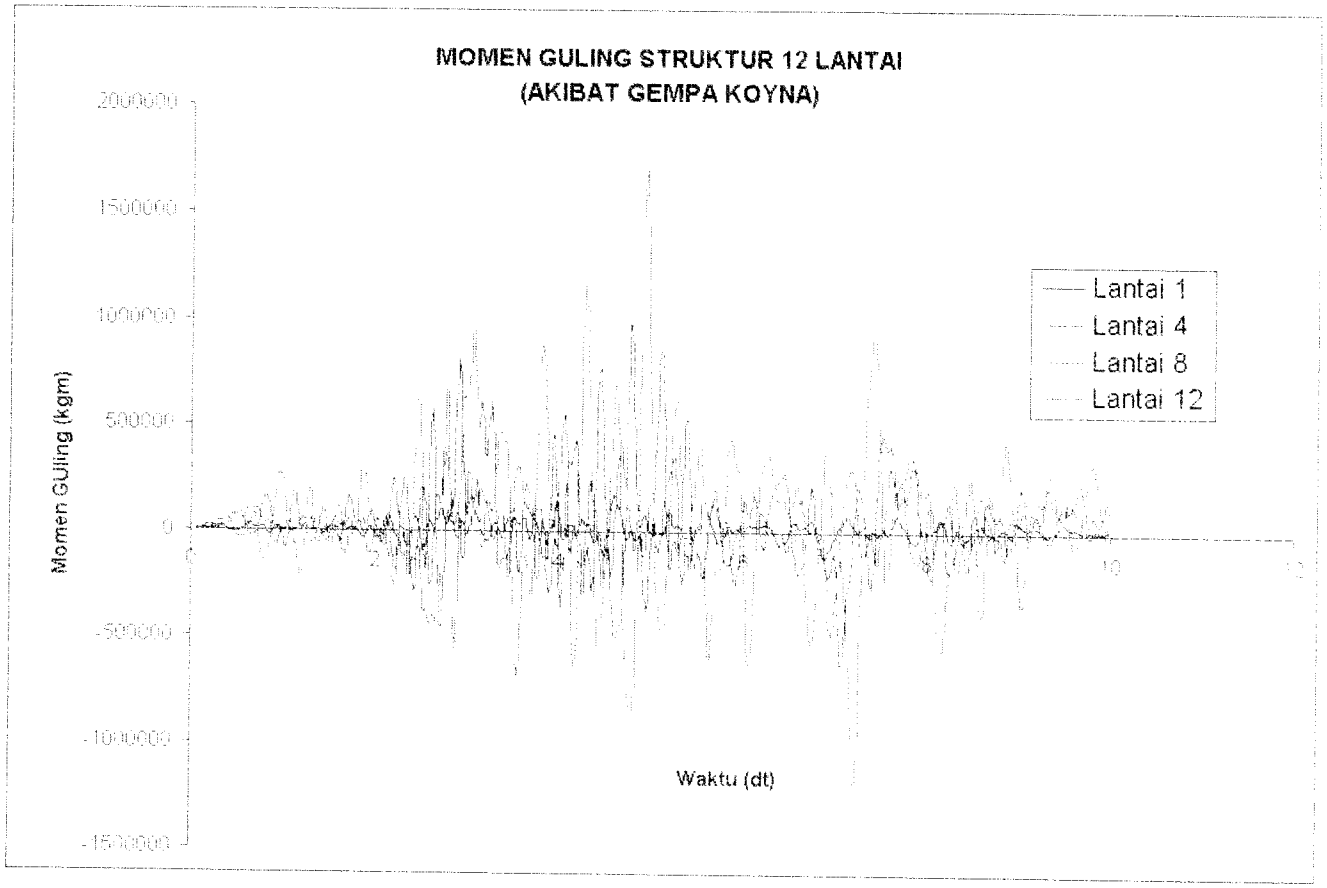
Gambar 5.42 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 6 lantai



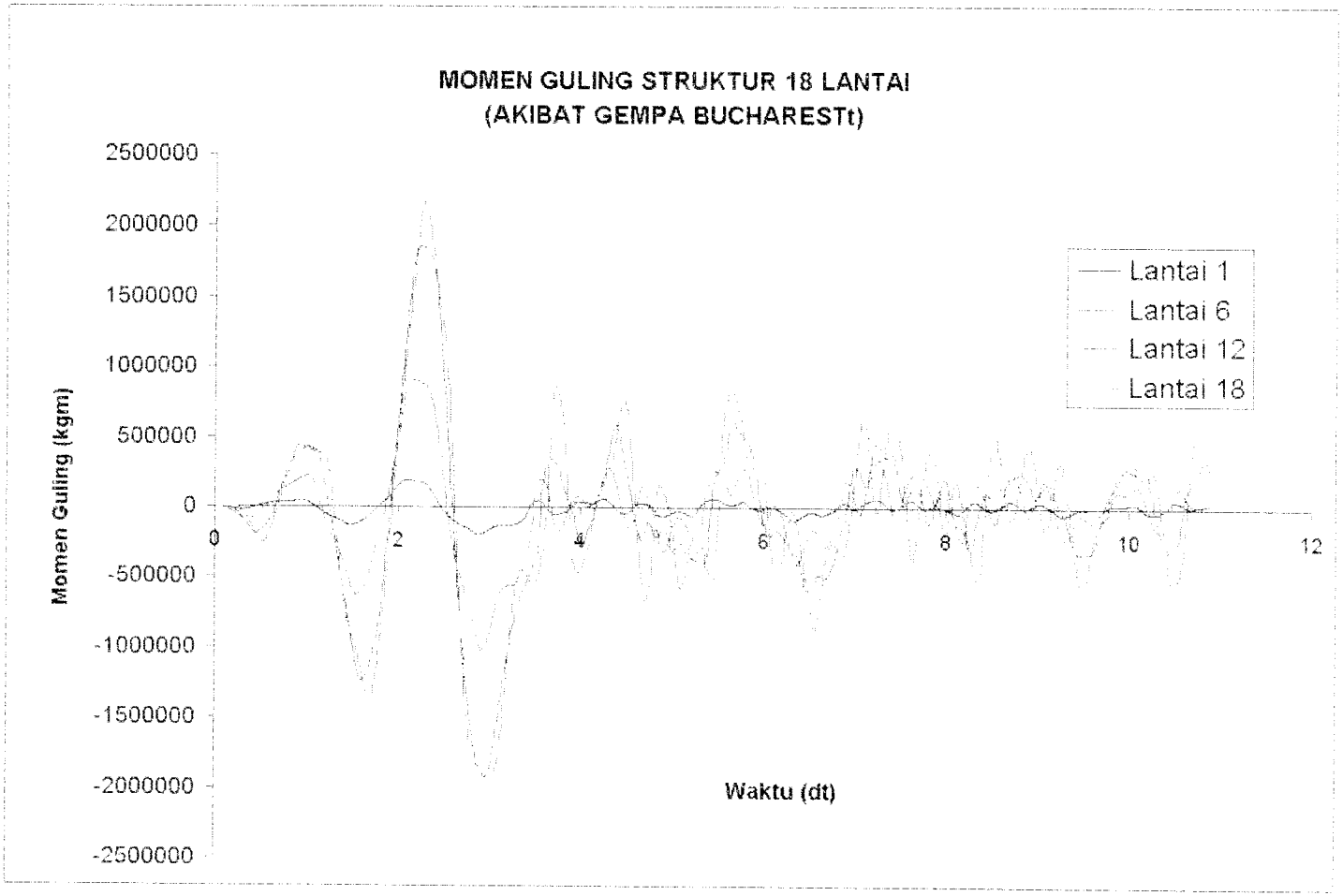
Gambar 5.4 3 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 12 lantai



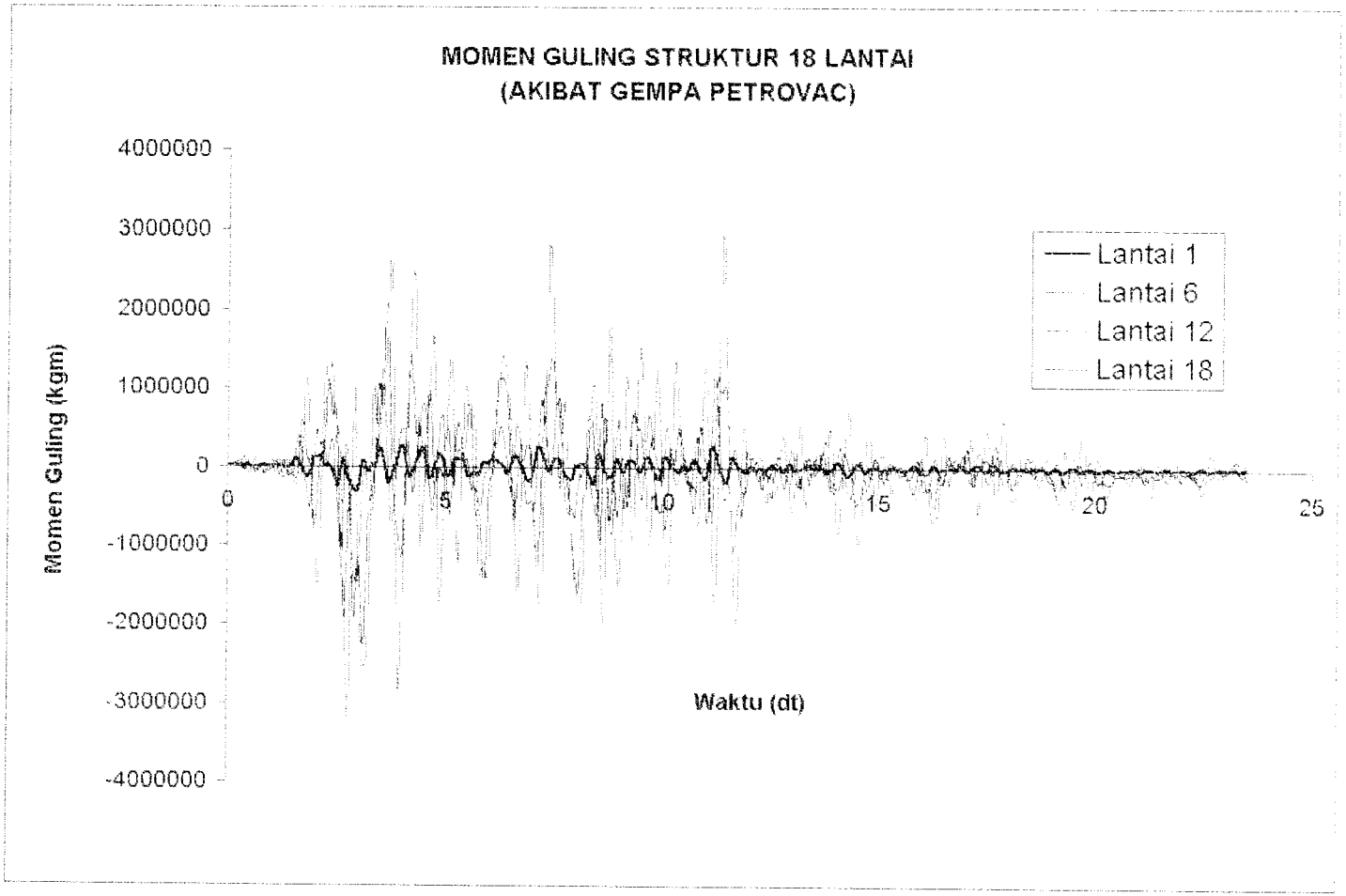
Gambar 5.44 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 12 lantai



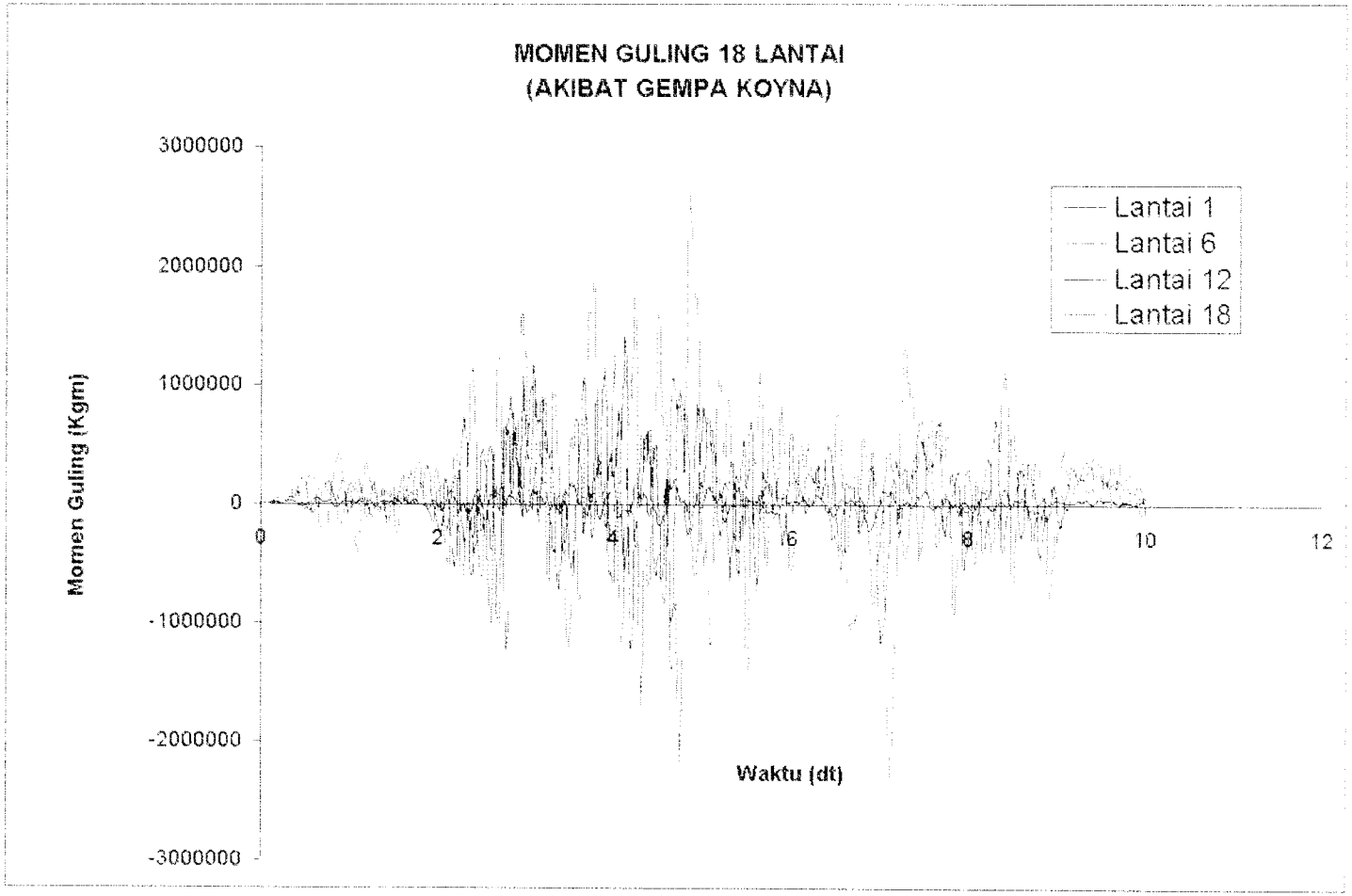
Gambar 5.45 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Koyna struktur 12 lantai



Gambar 5.46 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Bucharest struktur 18 lantai



Gambar 5.47 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Petrovac struktur 18 lantai



Gambar 5.48 Plot Momen Guling lawan waktu akibat gempa Koyna Struktur 18 lantai

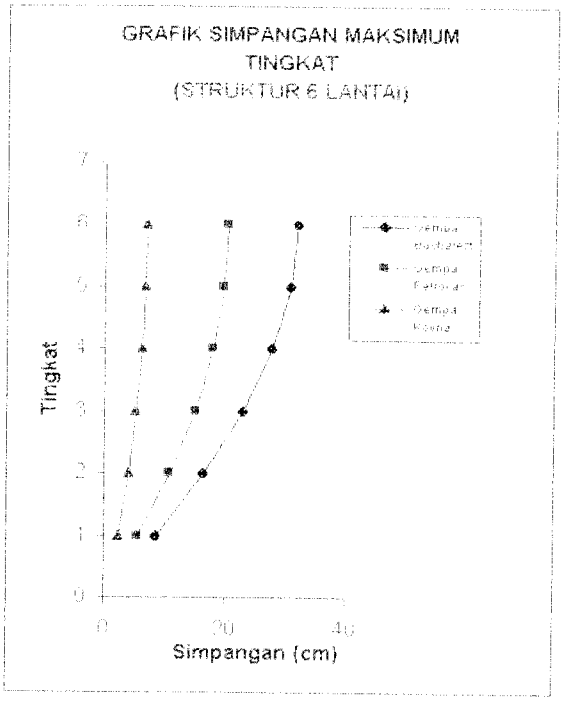
5.11 Pembahasan

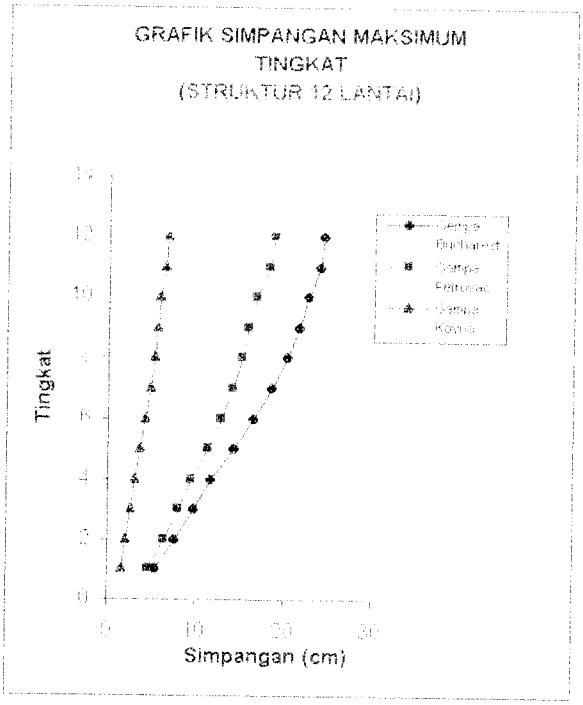
Pembahasan meliputi tinjauan simpangan relatif tingkat maksimum, simpangan antar tingkat maksimum, gaya horisontal relatif tingkat maksimum, gaya geser komulatif tingkat maksimum, gaya geser dasar maksimum, dan momen guling maksimum terhadap tingkat dari gempa Bucharest, Petrovac dan Koyna.

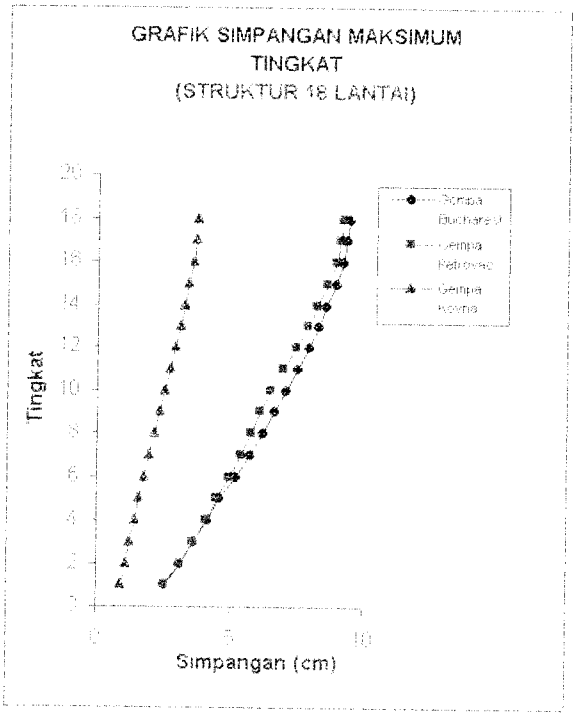
5.11.1 Simpangan Relatif Maksimum

Dari hasil plot antara simpangan relatif maksimum dengan tingkat yang ditunjukkan pada gambar 5.49 dapat ditarik kesimpulan secara umum yaitu bahwa simpangan relatif maksimum tiap tingkat semakin besar untuk tingkat yang lebih tinggi, hal ini sesuai dengan pola goyangan pada mode pertama. Kenaikan nilai simpangan tiap tingkat tidak menunjukkan harga yang sama untuk semua beban gempa, hal ini disebabkan karena kekakuan dan massa tiap tingkat tidak sama.

Untuk tingkat-tingkat yang mempunyai kekakuan dan massa yang sama akan memberikan kenaikan simpangan yang kecil untuk tingkat yang semakin keatas, sedangkan untuk tingkat dengan perubahan kekakuan yang besar akan memberikan perubahan simpangan yang besar pula, sehingga pada tingkat-tingkat tersebut kelihatan patah. Simpangan relatif terbesar untuk semua tingkat adalah simpangan relatif akibat gempa Bucharest, dengan percepatan tanah maksimum 548.79 cm/det^2 dan kandungan frekuensi 0.64222.







Gambar 5.49 Plot Simpangan Relatif Maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.11. Simpangan Relatif Tingkat Maksimum Struktur 6 Lantai.

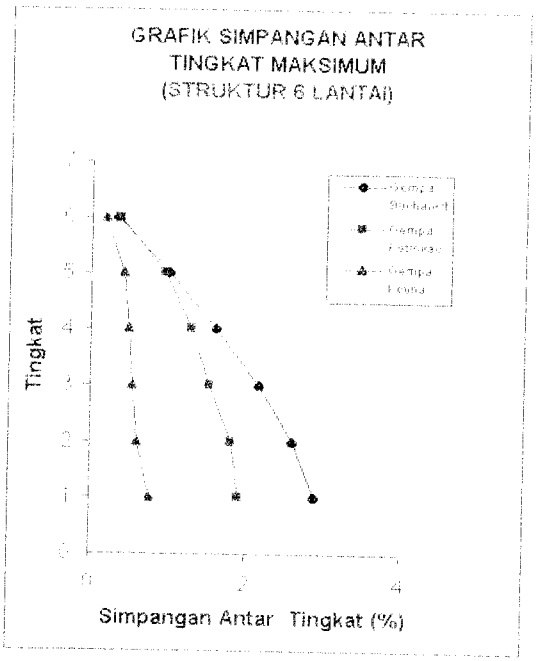
Tk	Simp. Maks gempa buchares.	Simp. Maks gempa petrovac	Simp. Maks gempa koyna.
1	8.67545	5.72848	2.30508
2	16.46788	10.83656	4.06078
3	22.94464	15.16331	5.19553
4	27.78292	18.04325	6.29533
5	30.77792	19.72585	6.76666
6	31.77435	20.27474	6.95291

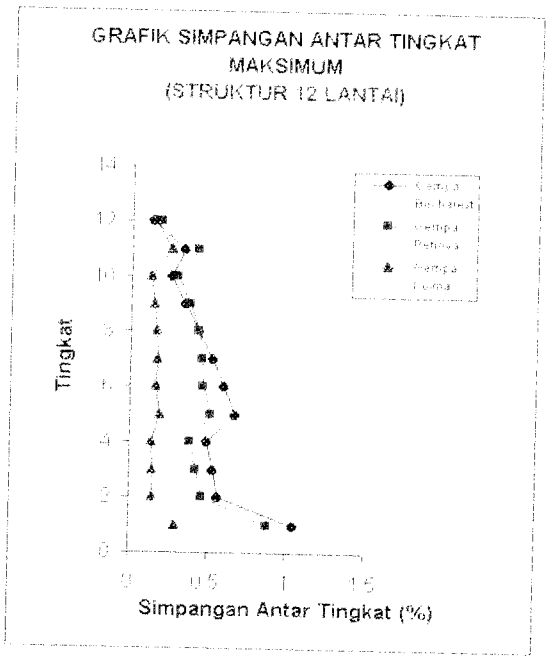
Tabel 5.12. Simpangan Relatif Tingkat Maksimum Struktur 12 Lantai.

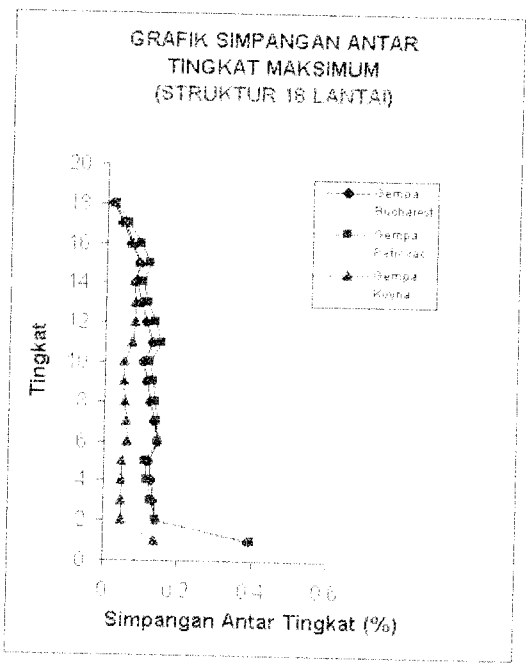
Tk	Simp. Maks. Gempa bucharest	Simp. Maks. Gempa petrovac	Simp. Maks. Gempa koyna
1	5.47289	4.62451	1.54464
2	7.67138	6.42437	2.11517
3	9.73688	8.04318	2.59987
4	11.65039	9.4753	3.05764
5	14.26874	11.34368	3.72347
6	16.60708	12.93229	4.29884
7	18.63655	14.22088	4.81634
8	20.33172	15.21386	5.24309
9	21.67592	16.01944	5.54997
10	22.65535	16.8159	5.86917
11	23.93802	18.25088	6.37345
12	24.44203	18.88735	6.68855

Tabel 5.13. Simpangan Relatif Tingkat Maksimum Struktur 18 Lantai.

Tingkat	Simp. maks. Gempa bucharest	Simp. Maks Gempa Petrovac	Simp. Maks Gempa Koyna
1	2.53802	2.58197	0.89113
2	3.1031	3.13835	1.08234
3	3.63888	3.64515	1.25875
4	4.14386	4.10147	1.41876
5	4.61668	4.5099	1.56387
6	5.1958	4.98375	1.75659
7	5.7295	5.39928	1.96452
8	6.21908	5.77562	2.16079
9	6.66241	6.1346	2.34539







Gambar 5.50 Plot Simpangan Antar Tingkat maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.14. Simpangan Antar Tingkat Maksimum Struktur 6 Lantai.

Tingkat	Inter storey drift Gempa Bucharest	Inter Storey Drift Gempa Petrovac	Inter Storey Drift Gempa Koyna
1	2.89182	1.90949	0.76836
2	2.59747	1.80833	0.60244
3	2.16069	1.53081	0.53896
4	1.6198	1.2944	0.47909
5	1.00461	0.9637	0.41892
6	0.33577	0.36924	0.18119

Tabel 5.15. Simpangan Antar Tingkat Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tingkat	Inter storey drift Gempa Bucharest	Inter Storey Drift Gempa Petrovac	Inter Storey Drift Gempa Koyna
1	1.05248	0.88933	0.29705
2	0.56372	0.46314	0.15104
3	0.52962	0.42271	0.14357
4	0.49064	0.38264	0.13813
5	0.67137	0.51412	0.18941
6	0.59968	0.46327	0.16311
7	0.52101	0.45495	0.16805
8	0.43649	0.4307	0.16429
9	0.34736	0.37591	0.14882
10	0.25453	0.29578	0.12628
11	0.33754	0.42905	0.25046
12	0.13458	0.19001	0.14471

Tabel 5.16. Simpangan Antar Tingkat Maksimum Struktur 18 Lantai.

Tingkat	Inter storey drift Gempa Bucharest	Inter Storey Drift Gempa Petrovac	Inter Storey Drift Gempa Koyna
1	0.39046	0.39723	0.1371
2	0.14127	0.13924	0.04884
3	0.13395	0.12721	0.04811
4	0.12632	0.1161	0.049
5	0.11834	0.11041	0.04888
6	0.14505	0.14281	0.06243
7	0.13374	0.14012	0.05822

8	0.12367	0.13586	0.05315
9	0.11359	0.12974	0.05158
10	0.10316	0.12115	0.05155
11	0.1252	0.14961	0.07308
12	0.10998	0.13223	0.07786
13	0.09505	0.11431	0.07961
14	0.07956	0.09821	0.07485
15	0.08911	0.11757	0.08987
16	0.06572	0.0916	0.06852
17	0.04147	0.05999	0.0469
18	0.01657	0.02458	0.01994

5.11.3 Gaya Horisontal Tingkat Maksimum

Dari hasil plot antara gaya horisontal tingkat dengan tingkat menunjukkan bahwa :

5.11.3.1 Struktur 6 lantai

a. Gaya horisontal maksimum yang terjadi akibat gempa Bucharest merupakan gaya horisontal terbesar.

b. Gaya horisontal yang diakibatkan gempa Bucharest, akan makin besar pada tiap tingkat dan mencapai pucaknya pada lantai 5 kemudian turun untuk lantai 6.

c. Gaya horisontal yang diakibatkan gempa Petrovac dan gempa Koyna akan mencapai puncaknya pada lantai 2 dan mengalami gaya horisontal terkecil pada lantai 6.

5.11.3.2 Struktur 12 lantai

a. Gaya horiontal maksimum yang terjadi akibat gempa Petrovac merupakan gaya horisontal terbesar pada lantai 11

dan mengalami gaya horisontal terkecil pada lantai 1 akibat gempa Bucharest.

b. Gaya horisontal yang diakibatkan gempa Bucharest akan mengalami nilai terbesar pada lantai 11 dan terkecil pada lantai 1 begitu juga akibat gempa Petrovac.

c. Gaya horisontal yang diakibatkan gempa Koyna akan mengalami gaya horisontal terbesar pada lantai 12 dan terkecil pada lantai 9.

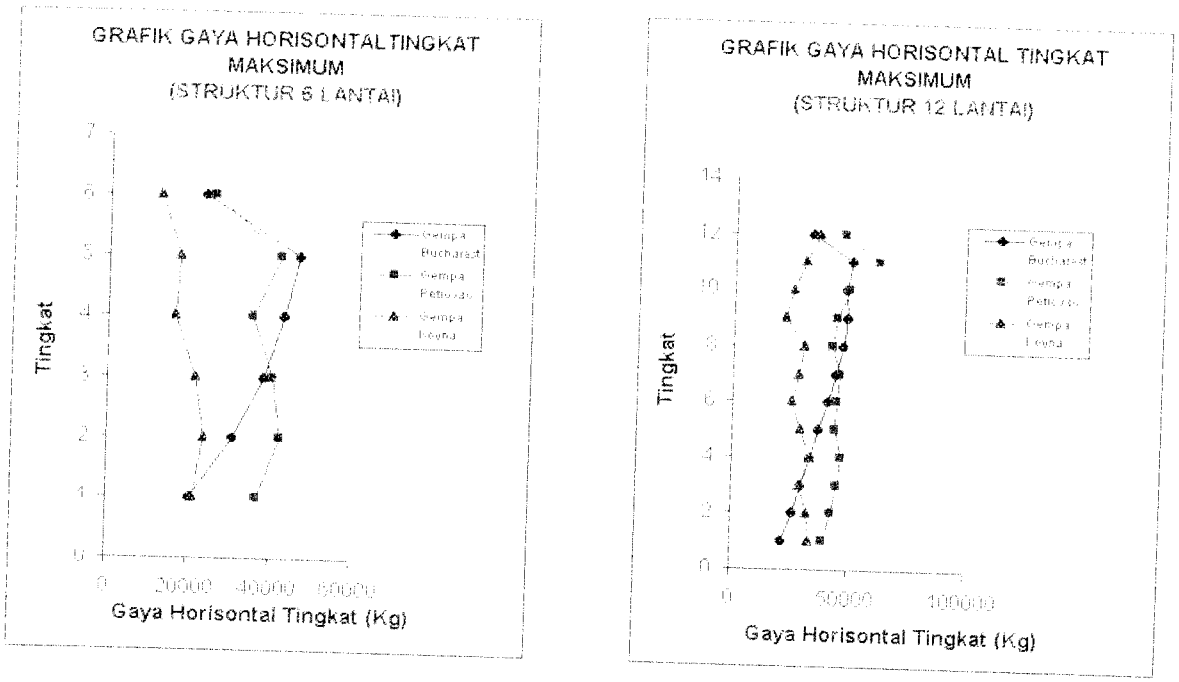
5.11.3.3 Struktur 18 Lantai.

a. Gaya horisontal terbesar terjadi akibat gempa Petrovac merupakan gaya horisontal terbesar pada lantai 17 dan gaya horisontal terkecil akibat gempa Bucharest pada lantai 1.

b. Gaya horisontal yang diakibatkan oleh ke tiga gempa akan maksimum pada lantai 17 dan akan minimum pada lantai 1 kecuali untuk gempa Koyna yang minimum pada lantai 13.

Maka kesimpulan yang diambil dari ketiga macam hasil pengamatan pada grafik :

1. Untuk struktur rendah maka gaya horisontal yang diakibatkan gempa frekuensi rendah mempunyai nilai yang terbesar tetapi untuk struktur yang lebih tinggi gempa frekuensi sedang mengakibatkan gaya horisontal terbesar.



Gambar 5.51 Plot Gaya Horisontal Maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.17. Gaya Horisontal Tingkat Maksimum Struktur 6 Lantai.

Tingkat	Gaya Hor. Tk. Gempa buchrest	Gaya Hor. Tk. Gempa petrovac	Gaya Hor. Tk. Gempa koyna
1	20475.44	36769.09	21291.65
2	30702.01	42229.6	23883.97
3	38179.9	40391.2	21509.37
4	42939.03	35397.54	16352.34
5	46405.15	41937.06	17193.24
6	23284.77	25605.7	12564.88

Tabel 5.18. Gaya Horisontal Tingkat Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tk	Gaya Hor. Tk. Gempa bucharest	Gaya Hor. Tk. Gempa petrovac	Gaya Hor. Tk. Gempa koyna
1	21873.09416	39709.9129	33374.13698
2	26198.65727	42801.13696	32441.35775
3	29923.08434	45292.51452	28858.87233
4	33364.79951	46795.78166	33717.03805
5	36830.08966	44204.44335	28897.77572
6	40887.85706	44598.04781	25488.09104
7	44216.09655	45685.31209	28175.2374
8	46630.83271	42238.088	30431.50801
9	48256.08541	44153.22177	22217.36087
10	47750.3885	48813.21107	25030.83928
11	49866.68735	61729.72814	29978.23096
12	32985.74411	46571.29902	35468.61921

Tabel 5.19. Gaya Horisontal Tingkat Maksimum Struktur 18 Lantai.

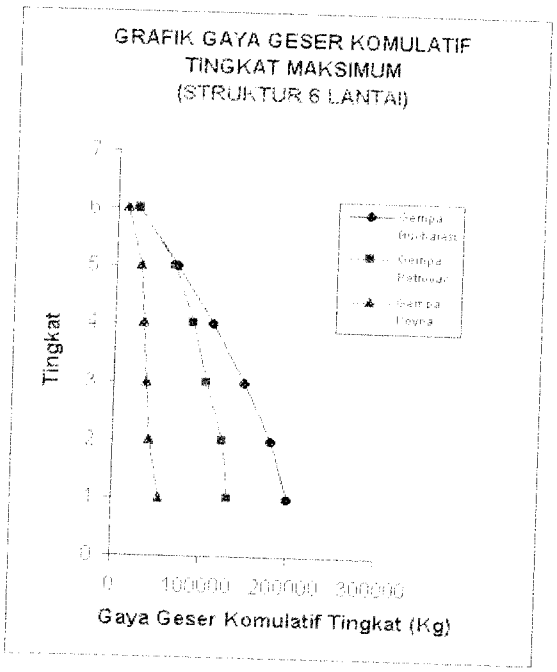
Tingkat	Gaya Hor. Tk. Gempa Bucharest	Gaya Hor. Tk. Gempa petrovac	Gaya Hor. Tk. Gempa Koyna
1	29816.31	50347.14	41220.64
2	32701.28	54551.6	41079.43
3	34149.09	55494.59	39200.01
4	35577.68	56074.5	38051.8
5	36865.41	56110.69	39510.87
6	38341.06	56024.19	41314.54
7	37655.4	53275.93	39964.94
8	38515.15	52568.61	38547.59
9	39161.29	51004.69	35851.67
10	39640.31	48885.79	35107
11	40105.42	45325.04	34494.48
12	37992.25	44566.29	28258.31
13	38087.05	46856.3	24497.09
14	39341.19	48059.73	26489.04
15	41009.48	50233.69	39890.34
16	42530.32	56221.08	44837.7
17	43649.72	62384.61	47262.35
18	29043.78	43091.47	34955.09

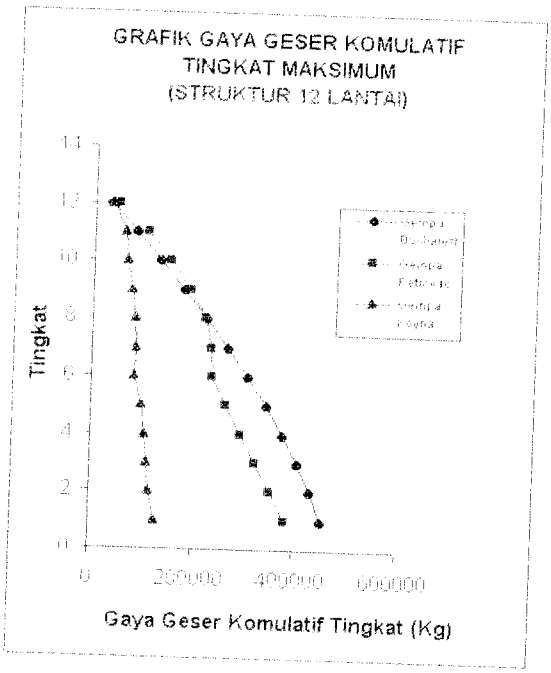
5.11.4 Gaya Geser Komulatif Tingkat

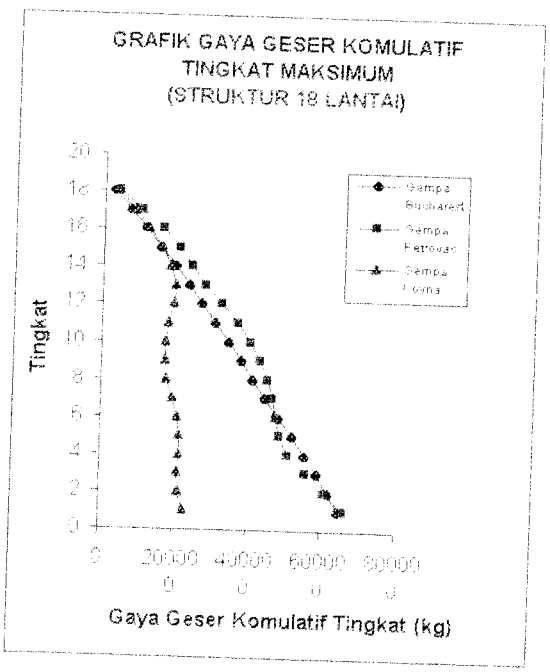
Dari hasil plot antara gaya geser komulatif tingkat dengan tingkat menunjukkan bahwa :

1. Nilai gaya geser tingkat maksimum dipengaruhi oleh simpangan relatif dan kekakuan tingkat.
2. Pola gaya geser tingkat untuk semua beban gempa relatif sama dimana gaya geser semakin besar pada lantai yang lebih rendah karena gaya geser tingkat akan ditahan oleh tingkat dibawahnya seperti yang ditunjukkan pada struktur 6, 12 lantai gaya geser yang terjadi akibat gempa Bucharest merupakan gaya geser terbesar sedang gaya geser akibat gempa Koyna merupakan gaya geser terkecil tetapi paada struktur 18 lantai gaya geser yang diakibatkan gempa Petrovac menghasilkan gaya geser terbesar pada lantai 1 dan gaya geser akibat gempa Bucharest menghasilkan gaya geser terkecil pada lantai 18.
3. Penambahan besarnya nilai gaya geser tingkat tidak linier, hal ini karena pengaruh kekakuan dan simpangan relatif pada tiap tingkatnya. Dengan melihat besarnya nilai kekakuan tingkat dan simpangan relatif dapat diketahui bahwa kontribusi kekakuan lebih dominan.
4. Pada lantai yang mempunyai perbedaan kekakuan yang relatif besar dengan tingkat yang lainnya akan mempunyai pola yang cenderung

patah. Sehingga perbedaan kekakuan yang besar juga akan mengakibatkan perubahan gaya geser tingkat yang relatif besar. Besarnya gaya geser tingkat 1 merupakan komulatif dari gaya geser tingkat diatasnya dan akan menimbulkan reaksi yang sama besarnya tetapi arahnya berlawanan, gaya reaksi ini sering disebut sebagai gaya geser dasar.







Gambar 5.52 Plot Gaya Geser Komulatif Tingkat Maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.20. Gaya Geser Komulatif Tingkat Maksimum Struktur 6 Lantai.

Tingkat	Gy. Geser kom. Tk. Maks. Gempa bucharest	Gy.Geser Kom. Tk. Maks Gempa petrovac	Gy.Geser Kom. Tk. Maks. Gempa koyna
1	200539.6	132418	53283.73
2	180127.6	125402.6	41777.66
3	149837.9	106157.6	37375.24
4	112328.4	89762.78	33223.42
5	69667.15	66830.14	29050.9
6	23284.77	25605.7	12564.88

Tabel 5.21. Gaya Geser Komulatif Tingkat Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tingkat	Gy.Geser Kom. Tk Maks. Gempa Bucharest	Gy.Geser Kom. Tk Maks. Gempa Petrovac	Gy.Geser Kom. Tk Maks. Gempa Koyna
1	453958.961	383588.4506	128123.4597
2	432256.5971	355133.3955	115814.7516
3	406108.3582	324132.7683	110087.8269
4	376224.227	293409.8621	105916.0879
5	342924.0052	262600.9216	96747.93103
6	306303.7497	236628.46	83314.90197
7	266123.3978	232381.7753	85838.36933
8	222949.4065	219993.5102	83915.74969
9	177425.8522	192009.4939	76015.29268
10	130009.685	151077.4481	64500.35174
11	82731.39483	105160.4883	61389.19421
12	32985.74411	46571.29902	35468.61921

Tabel 5.22. Gaya Geser Komulatif Tingkat Maksimum Struktur 18 Lantai.

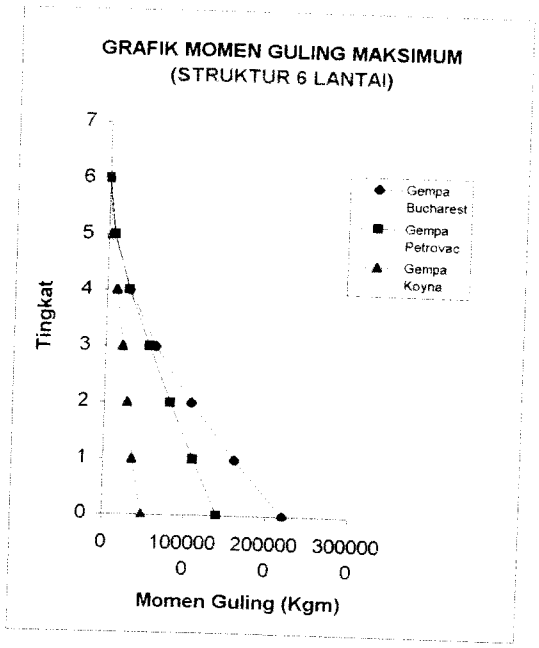
Tingkat	Gy.Geser Kom. Tk Maks. Gempa Bucharest	Gy.Geser Kom. Tk Maks. Gempa Petrovac	Gy.Geser Kom. Tk Maks. Gempa Koyna
1	649141.3	660383.4	227921.8
2	620174.9	611263.5	214416.9
3	588019.6	558443.2	211199
4	554529	509695.5	215101.4
5	519527	484710.9	214586.8
6	483169.9	475696.9	207939.1
7	445496.1	466753.7	193938.5
8	411956	452536.1	177042.6
9	378367.2	432176.8	171813.5
10	343638.1	403545.1	171702.4
11	307743.6	367739.9	179622.8
12	270320.1	325031.4	191382.3
13	233629.3	280970.3	195691.9
14	195555.5	241412.1	183981.7
15	156214.3	206106.5	157549.1

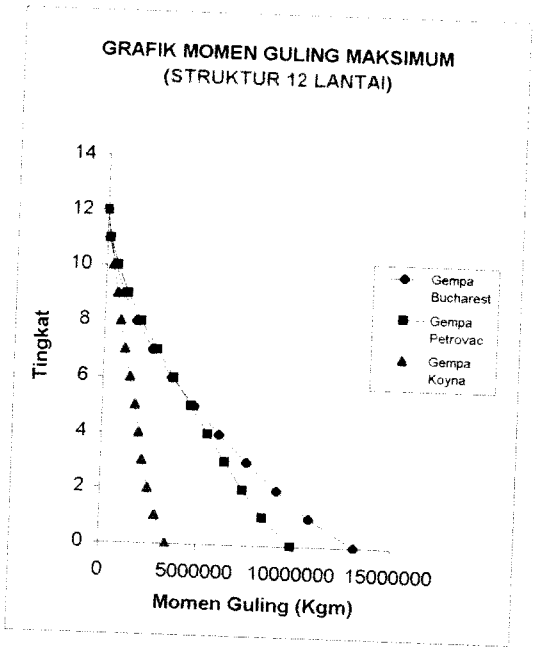
16	115204.8	160576	120117.3
17	72692.32	105154	82217.44
18	29043.78	43091.47	34955.09

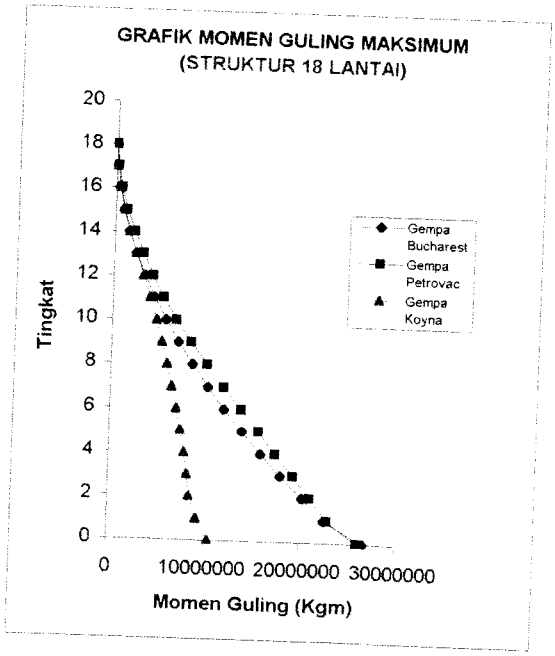
5.11.5 Momen Guling

Dari hasil plot antara momen guling dengan tingkat menunjukkan bahwa :

1. Momen guling dipengaruhi oleh gaya horisontal tingkat dan tinggi tingkat.
2. Momen guling akan mengalami nilai maksimum pada lantai dasar.
3. Momen guling untuk tingkat paling atas akan bernilai nol.
4. Momen guling yang diakibatkan oleh gempa Petrovac merupakan momen guling terbesar, yaitu terjadi pada struktur 18 lantai.
5. Momen guling yang diakibatkan oleh gempa Bucharest mengalami nilai maksimum pada struktur 6 dan 12 lantai.
6. Momen guling yang disebabkan oleh gempa Koyna merupakan momen guling terkecil untuk semua struktur.







Gambar 5.53 Plot Momen Guling Maksimum untuk 3 gempa

Tabel 5.23. Momen Guling Maksimum Struktur 6 Lantai.

Tingkat	Momen Guling Maks. Gempa bucharest (kgm)	Momen Guling Maks Gempa petrovac (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa koyna (kgm)
0	2203406	1406053	482090.4
1	1602630	1097475	354419.5
2	1064054	810061.9	282730.1
3	615647.5	535163.3	211132.1
4	278849.3	276266	123980.4
5	69852.66	76817.03	37694.44
6	0	0	0

Tabel 5.24. Momen Guling Maksimum Struktur 12 Lantai.

Tingkat	Momen Guling Maks. Gempa Bucharest (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa Petrovac (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa Koynat (kgm)
0	13155353	9912518	3433814
1	10796727	8400085	2833274
2	9112573	7357163	2441707
3	7532148	6384625	2120617
4	6069633	5467442	1927101
5	4736382	4567898	1680712
6	3547140	3654630	1396952
7	2513987	2750010	1093169
8	1647589	1896932	841390.1
9	957144.8	1149909	626697
10	451000.2	591753.6	377746.9
11	128641.3	181627.9	138328.1
12	0	0	0

Tabel 5.25. Momen Guling Maksimum Struktur 18 Lantai.

Tingkat	Momen Guling Maks. Gempa Bucharest (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa Petrovac (kgm)	Momen Guling Maks. Gempa Koyna (kgm)
0	26668760	26072412	10447253
1	22605316	22936396	9166560
2	20213588	21063782	8357971
3	17936722	19215728	8080090
4	15778775	17335390	7720215
5	13743497	15474703	7311271
6	11834686	13600750	6831093
7	10057228	11743002	6303210
8	8409506	9932858	5745431
9	6896034	8210761	5155622
10	5521480	6603526	4518012
11	4290504	5197371	3815586
12	3209221	4066550	3050057

13	2274700	3000019	2271088
14	1492477	2053979	1554217
15	867690.8	1233282	946506.7
16	406943.6	592982.3	468690.6
17	116172.5	172365.3	139820.6
18	0	0	0

Dari tabel-tabel di atas yang menunjukkan harga-harga maksimum dari respon struktur yang berupa simpangan relatif, simpangan antar tingkat, gaya horisontal tingkat, gaya geser tingkat, dan momen guling dapat diketahui besar dan waktu terjadinya respon maksimum pada tiap tingkatnya. Dari tabel-tabel tersebut juga dapat diketahui bahwa respon struktur tiap tingkatnya tidak terjadinya pada waktu percepatan tanah maksimum. Sehingga percepatan maksimum belum tentu akan menyebabkan respon yang maksimum. Percepatan tanah maksimum dari beban – beban gempa yang digunakan dan waktu terjadinya dapat pada tabel berikut. Percepatan tanah maksimum telah dinormalisasikan terhadap percepatan tanah maksimum gempa Koyna seperti pada tabel 5.26.

Tabel 5.26. Normalisasi Percepatan Tanah Maksimum

No	Nama Gempa	Perc. Maks norm thd gem. Koyna Cm/det^2	Waktu (det)
1.	Bucharest	548.79	2.01
2.	Koyna	548.79	3.96
3.	Parkfield	548.79	3.75
4.	Miyagi ken-oki	548.79	3.01
5.	Gilroy	548.79	3.61
6	Coalinga hor	548.79	7.51
7	Crinth	548.79	2.26
8	Bar Montenegro	548.79	4.16
9	Petrovac	548.79	4.01
10	Ulcinj	548.79	4.36
11	Coralitos	548.79	3.91
12	St. Cruz	548.79	9.41
13	Thaluac Bombas	548.79	26.01
14	Mexico	548.79	37.21
15	Lolleo	548.79	23.81

(Sumber. Tugas akhir Jayadi dan Dhani)

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian Respon Seismik Struktur Bangunan Bertingkat dengan Integrasi Persamaan Differensial Secara Langsung adalah sebagai berikut.

1. Perbedaan penggunaan beban gempa terhadap struktur yang mempunyai beda jumlah tingkat akan menyebabkan efek yang sangat besar antara lain :
   a. Beban gempa Bucharest akan mengakibatkan :
      a.1 Simpangan relatif tingkat maksimum paling besar dibandingkan beban gempa Petrovac dan Koyna pada struktur 6, 12,18 lantai
      a.2 Simpangan antar tingkat maksimum pada lantai 6, 12 paling besar diantara beban gempa yang lain tetapi untuk struktur 18 lantai simpangan antar tingkat maksimum akibat gempa Bucharest dan Petrovac hampir sama besar.
   b. Beban Gempa Petrovac akan mengakibatkan :
      b.1 Gaya horisontal tingkat maksimum dan gaya geser komulatif tingkat maksimum paling besar dibandingkan dengan beban

gempa Bucharest dan Koyna baik pada struktur 6, 12 dan 18 lantai

2. Hubungan antara paramater gerakan tanah dengan respon struktur sangat erat diantaranya :
   1. Bahwa gempa frekuensi rendah (gempa Bucharest) dengan A/V rasio 0,6422 g/m/det cenderung menyebabkan respon struktur yang maksimum dibandingkan dengan gempa frekuensi sedang (gempa Petrovac) dengan A/V rasio 1,09876 g/m/det dan gempa frekuensi tinggi (gempa Koyna) dengan A/V rasio 3,46774 g/m/det
   2. Bahwa gempa dengan percepatan tanah maksimum ternyata tidak menyebabkan respon struktur yang maksimum juga. Ini terlihat pada gempa Koyna yang mempunyai percepatan tanah maksimum sebesar 548,791 cm/det^2 ternyata respon struktur yang terjadi kalah besar dibandingkan gempa Bucharest dengan percepatan tanah maksimum 225,401 cm/det^2 dan gempa Petrovac dengan percepatan tanah maksimum sebesar 441 cm/det^2.
   3. Bahwa gempa dengan durasi atau lama terjadinya gempa yang maksimum ternyata tidak menyebabkan semua respon struktur yang maksimum, ini terlihat dari gempa Petrovac yang durasinya paling lama dibanding dengan gempa Bucharest dan gempa Koyna ternyata simpangan relatif tingkat maksimum dan simpangan antar tingkat maksimum kalah besar dibandingkan gempa Bucharest.

3. Pola simpangan relatif maksimum berkebalikan dengan pola simpangan antar tingkat maksimum model struktur 6,12,18 lantai. Nilai simpangan relatif akan terus bertambah dari lantai 1 sampai lantai 18, sedangkan nilai simpangan antar tingkat akan terus berkurang dari lantai 1 sampai lantai 18 untuk setiap kasus pembebanan. Hal ini sesuai dengan pola goyangan untuk mode pertama.
4. Simpangan relatif maksimum tidak berpola sama dengan gaya geser dasar. Hal ini disebabkan karena gaya geser dasar merupakan fungsi kekakuan struktur dan struktur mempunyai kekakuan yang tidak seragam.
5. Pengaruh massa yang tidak seragam masih memberikan pola-pola garis yang halus atau tidak patah pada grafik respon struktur, berlainan dengan akibat kekakuan yang tidak seragam yang memberikan pola-pola yang patah pada grafik respon struktur.
6. Percepatan tanah dengan magnitude yang maksimum tidak menyebabkan respon struktur menjadi maksimum pada waktu yang sama.
7. Gempa dengan kandungan frekuensi tinggi cenderung menyebabkan respon yang relatif kecil dibanding dengan respon akibat gempa frekuensi rendah.

6. Bahwa Metode Wilson-ϕ ternyata mampu menyelesaikan persamaan-persamaan yang tidak dapat diselesaikan dengan menggunakan persamaan unkoupling.

6.2. Saran

Dari hasil penelitian dan kesimpulan-kesimpulan yang didapat, saran yang dapat disampaikan peneliti adalah :

1. Perlu diadakan penelitian lebih lanjut dengan menggunakan banyak beban gempa yang telah diketahui karakteristik beban gempanya dengan model struktur yang divariasi (kekakuan, massa, rasio redaman) untuk meninjau efek resonansi.
2. Perlu diadakan penelitian dengan mengambil model struktur baja yang divariasi (baja dengan *bracing* yang bervariasi), yang dikenakan beban gempa dan ditinjau hubungan antara frekuensi struktur dengan frekuensi beban gempa dengan melihat respon yang terjadi.
3. Pada perencanaan struktur gedung bertingkat tinggi perlu dipelajari tentang sejarah kejadian gempa yang pernah terjadi pada daerah dimana struktur tersebut akan dibangun, hal ini akan mengantisipasi efek resonansi.
4. Beban gempa berupa riwayat waktu mempunyai frekuensi yang merupakan gabungan dari beberapa macam frekuensi, oleh karena itu perlu diadakan penelitian lebih lanjut mengenai frekuensi yang dominan dari beban gempa yang dapat menyebabkan respon struktur menjadi besar.

5. Perlu diadakan penelitian tentang pola dan variasi frekuensi percepatan tanah yang cenderung menyebabkan respon struktur menjadi besar.
6. Perlu diadakan penelitian yang sama dengan menggunakan asumsi struktur berperilaku selain linier elastis (nonlinier elastis, linier inelastis, nonlinier inelastis).
7. Perlu diadakan penelitian mengenai hubungan antara kandungan frekuensi beban gempa dengan simpangan maksimum yang terjadi, dengan jumlah beban gempa yang relatif banyak dan dengan tinjauan struktur yang bervariasi.
8. Perlu dilakukan penelitian dengan menggunakan metode selain metode Wilson-ϕ dan Modal Analisis /Mode Superposition Methods yang umum digunakan, sehingga dapat diketahui metode mana yang paling baik.
9. Perlu diadakan penelitian yang lain dengan melakukan perubahan variasi massa dan kekakuan.
10. Perlu diadakan penelitian terhadap bangunan-bangunan apabila mengalami rotasi.

DAFTAR PUSTAKA

Bathe Jurgen,Klaus, 1996. **Finite Elemen Procedures.** Prentice Hall International Edition

Chopra, A. K,1995. **Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering**. Prentice Hall. Inc.

Clough, R. W and J. Penzien,1992. **Dynamics of Sructures**. McGraw-Hill. Second Edition.

Craig Clark John, 1997. **Microsoft Visual Basic 4.0 Developer,s Workshop**. Microsoft Press. Edisi ketiga

Ditjen Cipta Karya, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983**. Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Departemen Pekerjaan Umum, 1987. **Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung**. Yayasan Badan Penerbit PU.

Ekasiswanto, R. 1999. **Pengantar Bahasa Indonesia**. Yogyakarta: Gajah Mada University Press.

Famularsih,E, dan H .S. Wirogo, 1999. **Pengaruh Perubahan Kekakuan Terhadap Besarnya Gaya Geser Dasar Dan Momen Guling Pada Gedung Bertingkat Banyak**. *Tugas Akhir S-1*, Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, UII, Yogyakarta.

Gunadi dan A. Gusmadi, 1999. **Pengaruh Pemindahan Massa Lantai Terhadap Gaya Geser, Momen Guling Dan Simpangan Pada Gedung Bertingkat**. *Tugas Akhir S-1*, Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, UII, Yogyakarta.

Microsoft Corporation, 1985 – 1999. **Microsoft Exel 2000**. Copyright All Right Reserved.

Munadi Suparjitno, 1994. **Perhitungan Matriks dengan Quick Basic**. Andi Offset, Yogyakarta

Novitasari dan Suprapti, 1999. **Penempatan Posisi Efektif Redaman Tunggal Untuk Mengurangi Resiko 'Structural Pounding' Pada Bangunan Bertingkat Lima**. *Tugss Akhir S-1*, Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, UII, Yogyakarta.

Paz, M, 1987. **Dinamika Struktur Teori dan Perhitungan**. Edisi kedua. Jakarta: Erlangga.

Supartitno, Munadi, 1994. **Perhitungan Matriks dengan Quick Basic**. Andi Offset, Yogyakarta

Widodo, 1997a. **Pengantar Teknik Gempa**, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.

_____ (1997b). **Analisa Dinamika Struktur**, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia.

DAFTAR LAMPIRAN

1. **Lampiran 1** Gambar data plot beban gempa .
2. **Lampiran 2** Verifikasi perhitungan respon struktur dengan aplikasi program NRMDOFS 2000 dan perhitungan manual .
3. **Lampiran 3** User's Manual NRMDOFS 2000

LAMPIRAN

1

Proposal 1 bl
TA = 3 bl

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
Jl. Kaliurang Km. 14,4 Telp. 95330 Yogyakarta

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

).	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	AGUNG FEBRIARTO	94 310 070		TSS
2.	YESRI ELRIAN	94 310 056		TSS

DUL TUGAS AKHIR : RESPON SEISMIK STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT DENGAN INTEGRASI PERSAMAAN DIFFERENSIAL SECARA LANGSUNG.

sen Pembimbing I : IR. H. WIDODO, MSCE, Ph.D
sen Pembimbing II : IR. H. ILAMAN NOOR, MSCE

Yogyakarta, 15 Mei 2000
Dekan,
Ketua Jurusan Teknik Sipil

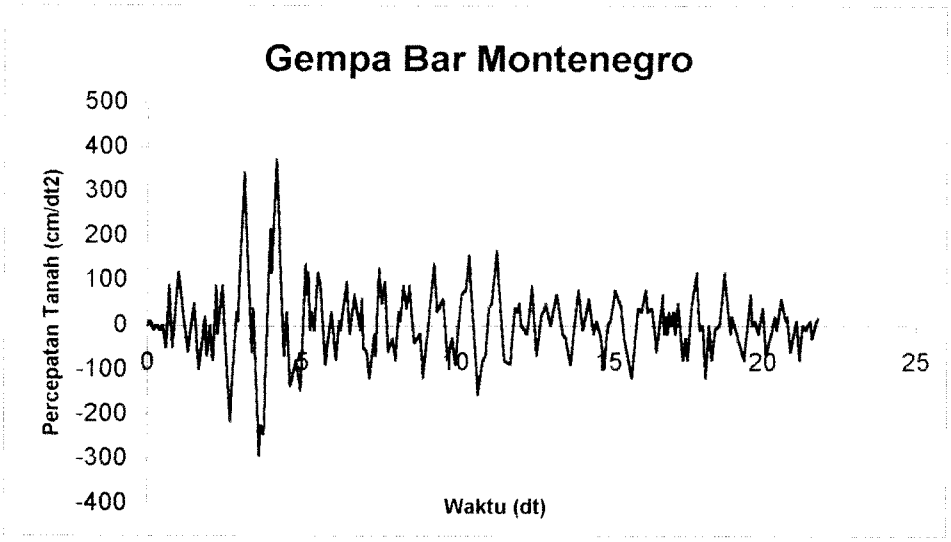
IR. H.TADJUDDIN BM ARIS, MS

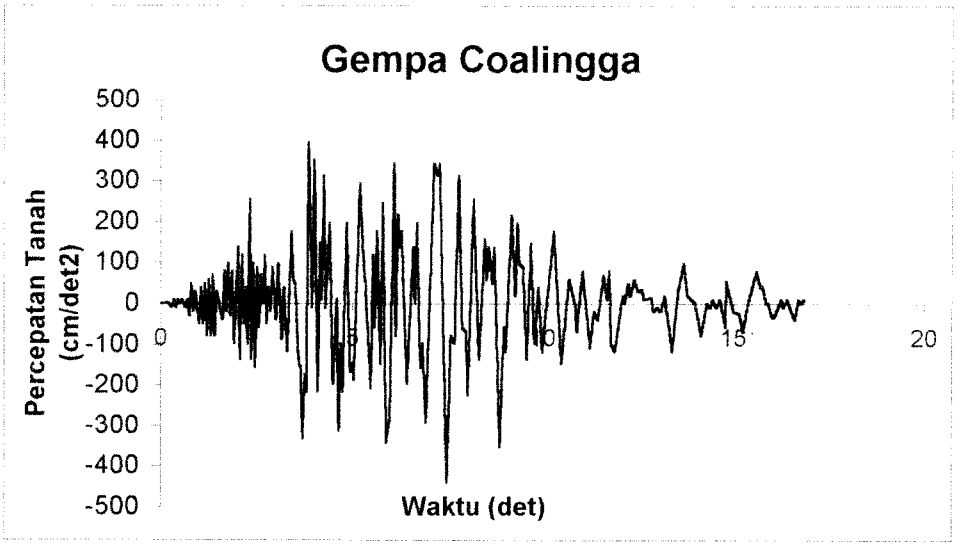
1

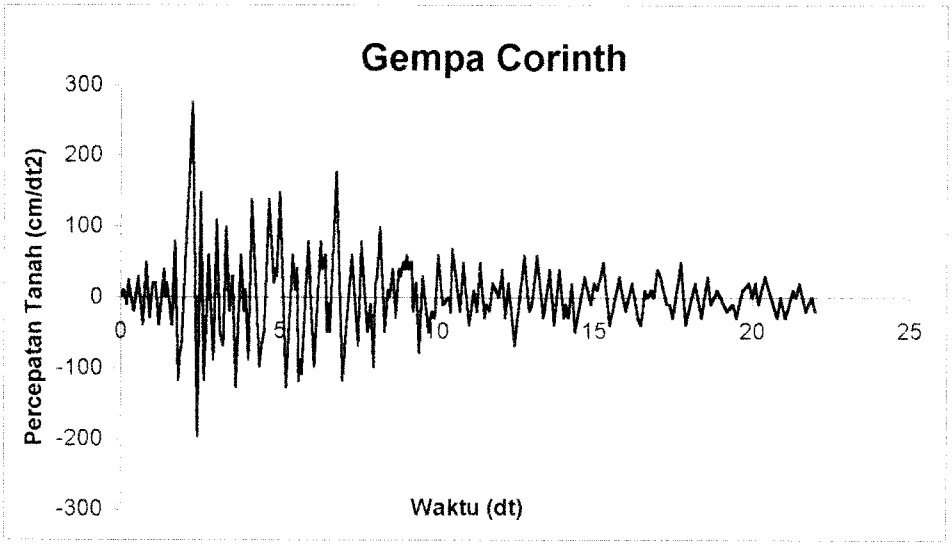


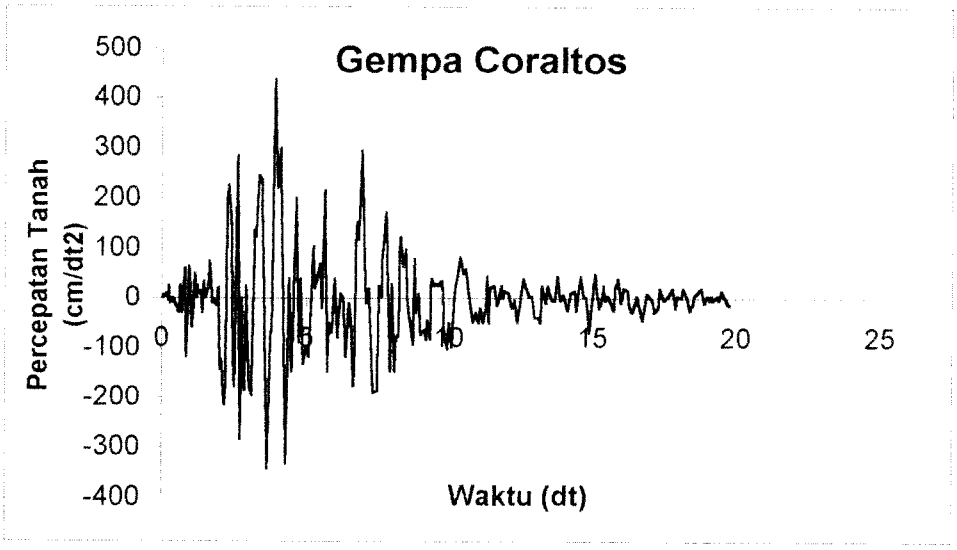
2

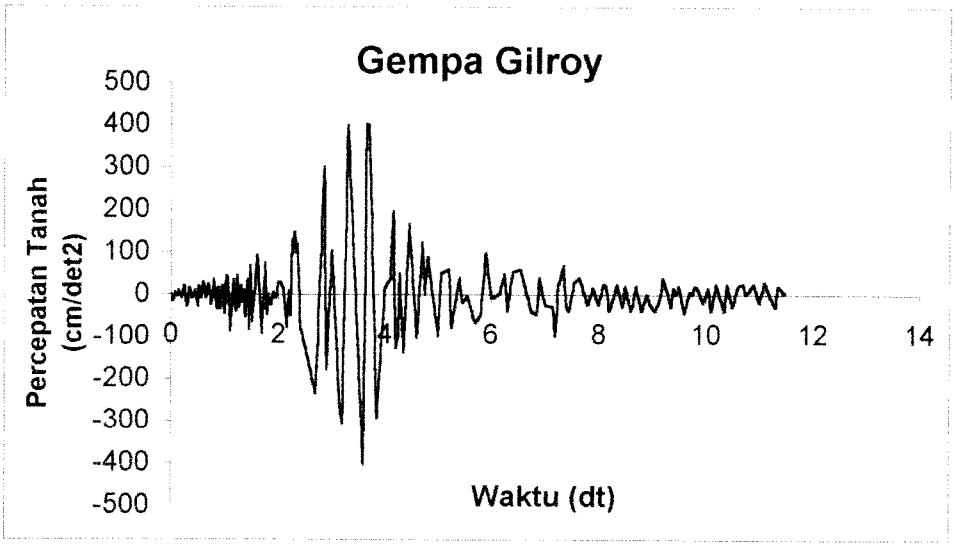


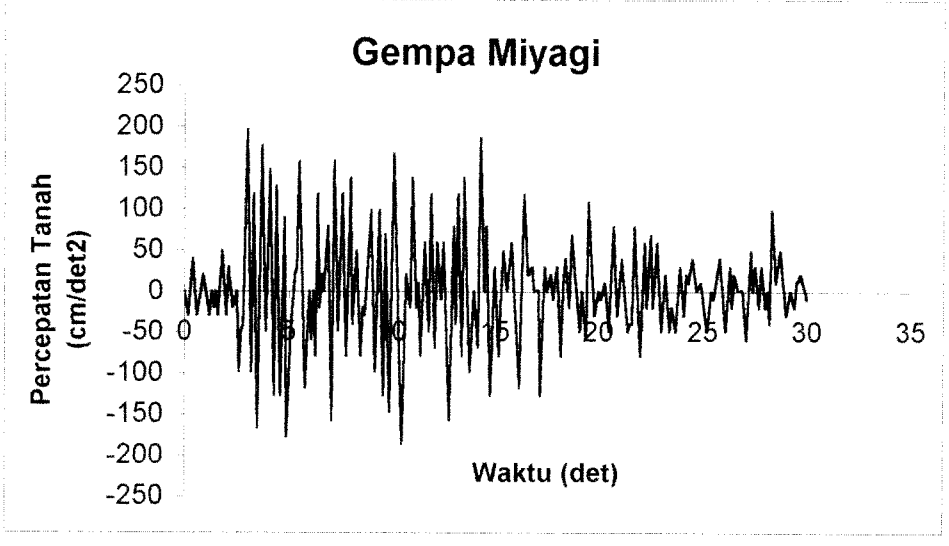

Gempa Bar Montenegro
Percepatan Tanah (cm/dt2)
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
0
5
10
15
20
25
Waktu (dt)

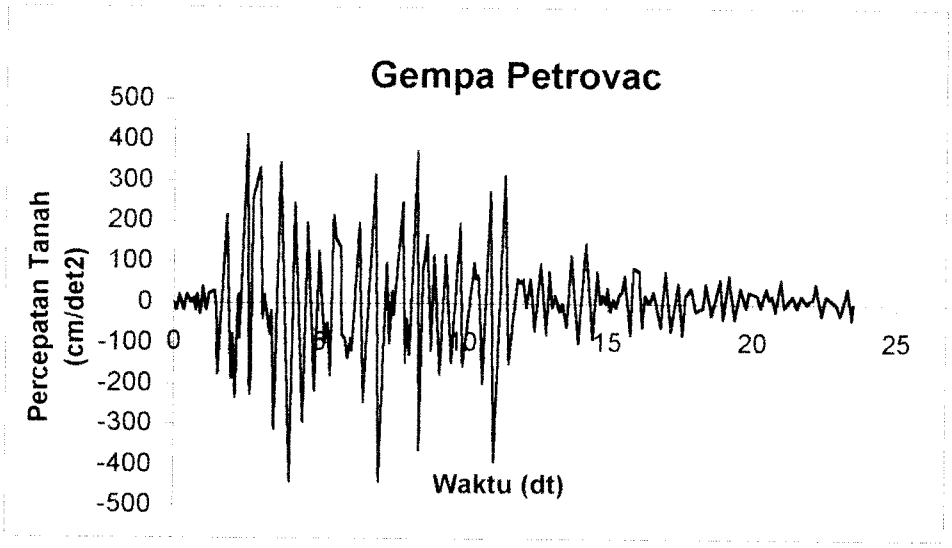

Gempa Coalingga
Percepatan Tanah (cm/det2)
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
-500
0
5
10
15
20
Waktu (det)

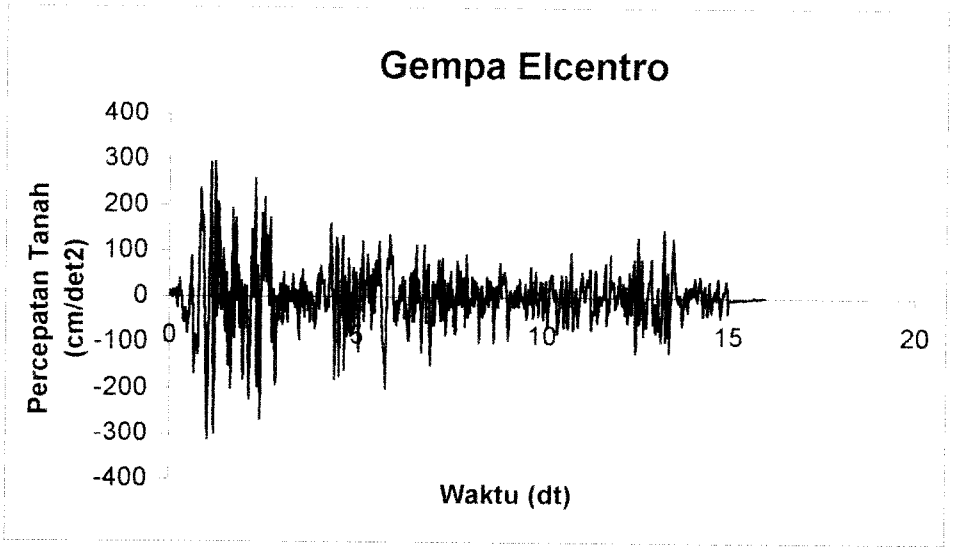

Gempa Corinth
Percepatan Tanah (cm/dt2)
300
200
100
0
-100
-200
-300
0
5
10
15
20
25
Waktu (dt)

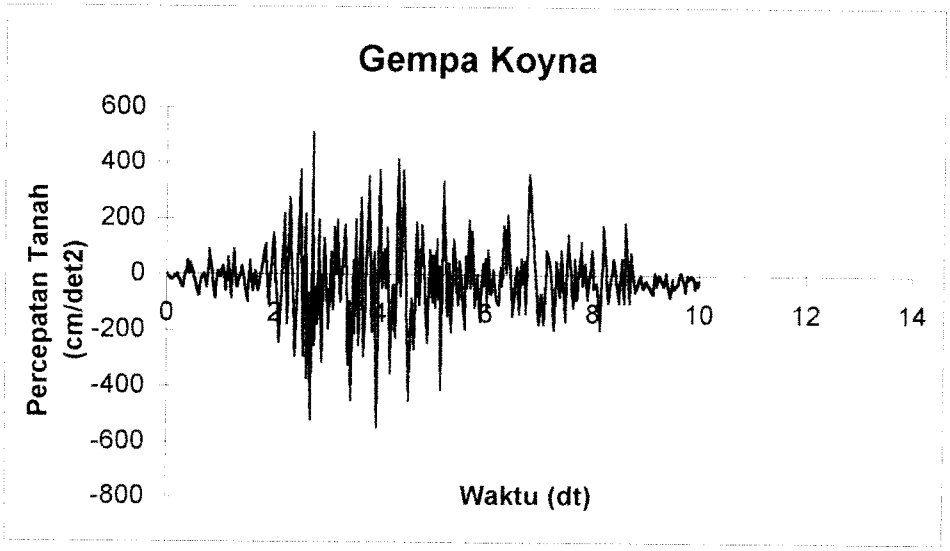

Gempa Coraltos
Percepatan Tanah (cm/dt2)
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
0
5
10
15
20
25
Waktu (dt)

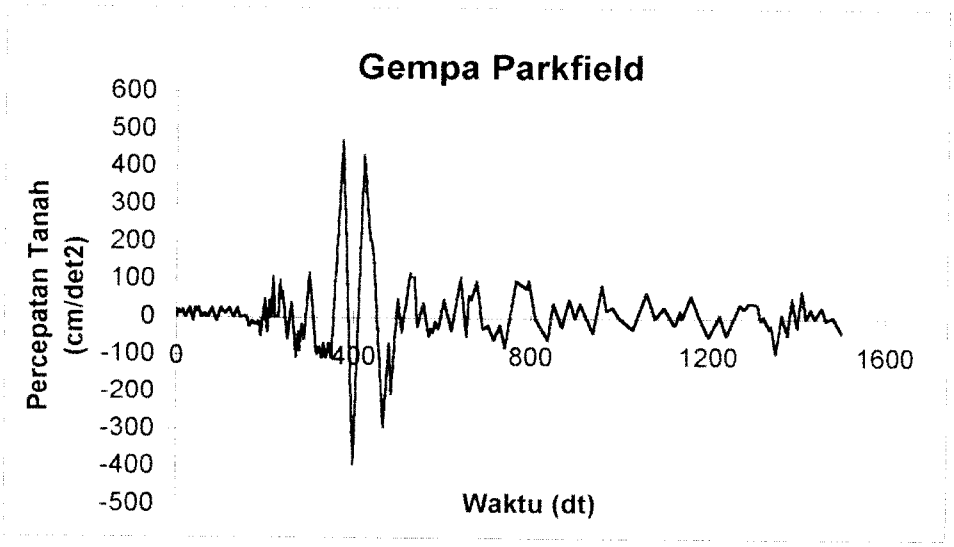

Gempa Gilroy
Percepatan Tanah (cm/det2)
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
-500
0
2
4
6
8
10
12
14
Waktu (dt)

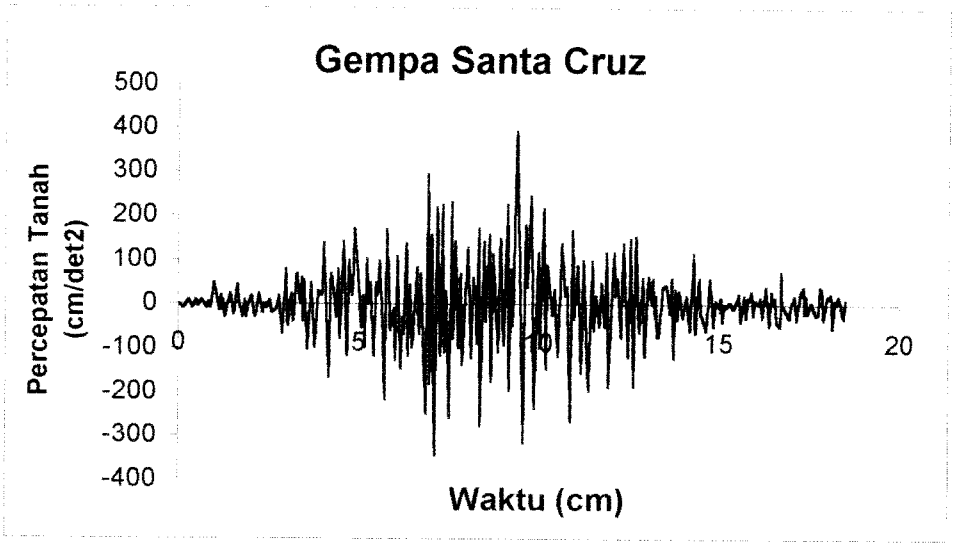

Gempa Miyagi
Percepatan Tanah (cm/det2)
250
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
-200
-250
0
5
10
15
20
25
30
35
Waktu (det)

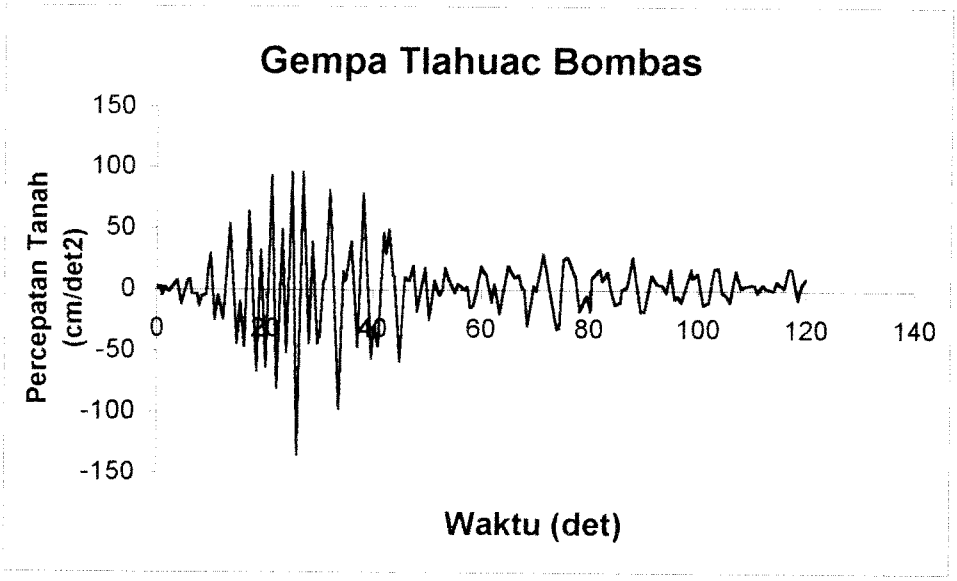

Gempa Petrovac
Percepatan Tanah (cm/det2)
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
-500
0
5
10
15
20
25
Waktu (dt)


Gempa Elcentro
Percepatan Tanah (cm/det2)
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
0
5
10
15
20
Waktu (dt)


Gempa Koyna
Percepatan Tanah (cm/det2)
600
400
200
0
-200
-400
-600
-800
0
2
4
6
8
10
12
14
Waktu (dt)


Gempa Parkfield
Percepatan Tanah (cm/det2)
600
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
-500
0
400
800
1200
1600
Waktu (dt)


Gempa Santa Cruz
Percepatan Tanah (cm/det2)
500
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
0
5
10
15
20
Waktu (cm)


Gempa Tlahuac Bombas
Percepatan Tanah (cm/det2)
150
100
50
0
-50
-100
-150
0
20
40
60
80
100
120
140
Waktu (det)

VERIFIKASI

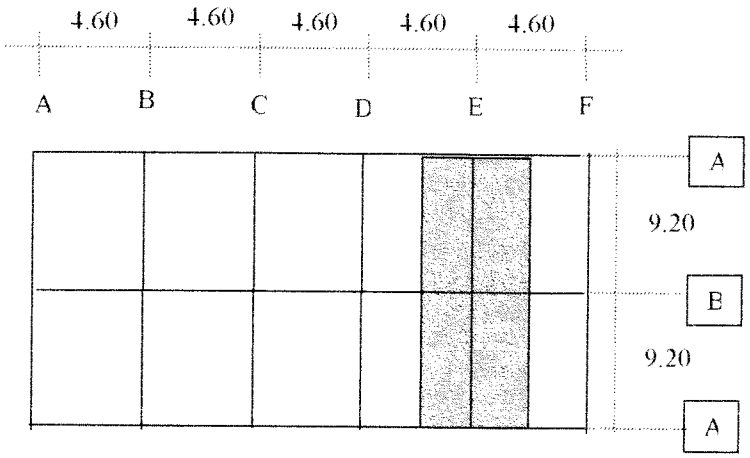
Verifikasi untuk struktur 3 lantai dengan beban gempa t dengan cara manual dan program NRMDOFS.

1. Perhitungan Manual

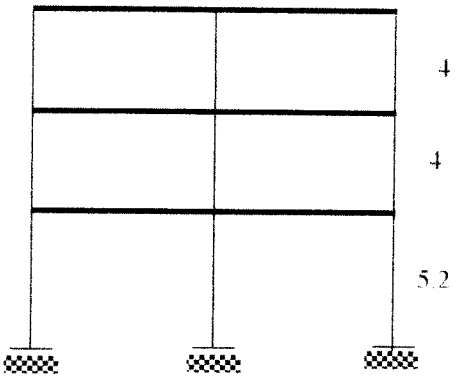
Dalam perhitungan manual ini dalam mencari besarnya omega (ω) kami menggunakan Metode Polinomial dan untuk mencari besarnya simpangan, simpangan antar tingkat, gaya horisontal tingkat, gaya geser tingkat, gaya geser dasar dan momen guling kami menggunakan Metode Wilson-ϕ.

A. Data Struktur

Struktur yang ditinjau merupakan suatu model *shear building* 3 lantai dari struktur beton bertulang. Struktur diasumsikan sebagai bangunan untuk perkantoran dengan dimensi kolom dan dimensi balok ditentukan secara langsung, secara lengkap dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2. Sesuai dengan bahan penyusunnya maka modulus elastisitas (E) diambil sebesar 200000 kg/cm^2 dan berat jenis (γ) beton bertulang diambil sebesar 2400 kg/m^3.



Gambar 5.55 Denah Model struktur



Gambar 5.56 Potongan Portal E

B. Perhitungan Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur merupakan beban tetap yang meliputi beban hidup dan beban mati. Beban diperhitungkan bekerja secara merata, dan hanya ditinjau pada daerah yang didukung oleh portal E (lihat Gambar 5.56). Beban merata termasuk didalamnya beban akibat berat plat dan balok. Asumsi fungsi struktur adalah untuk perkantoran, selengkapnya perhitungan pembebanan dijelaskan sebagai berikut :

1. Perhitungan berat beban hidup (W_l)

Asumsi fungsi struktur adalah untuk perkantoran, maka menurut PPTGIUG 1983 diperoleh data

a. Beban hidup (q_l) pada atap gedung : 100 kg/m^2.

b. Beban hidup (q_l) pada lantai gedung : 250 kg/m^2.

Sehingga beban hidup yang bekerja pada portal E (Gambar 5.56) dapat dihitung dengan rumus :

$$W_l = q_l \; x \; b \; x \; l \qquad \text{.....(5.1)}$$

dimana W_l, q_l, b dan l adalah berat beban hidup, beban hidup merata, lebar daerah pembebanan dan panjang portal. Dengan rumus diatas diperoleh

a. Plat atap = 100 x 18,4 x 4,6 = 8464 kg = 8,464 Ton.

b. Plat lantai = 250 x 18,4 x 4,6 = 21160 kg = 21,16 Ton.

2. Perhitungan berat beban mati (W_d)

Dimensi balok telah ditentukan, seperti telah dijelaskan dimuka. Asumsi tebal plat atap dan plat lantai secara berurutan adalah sebesar 15 cm dan 20 cm. Perhitungan berat beban mati dapat dicari dengan rumus :

$$\boldsymbol{W_d = b \times h \times l \times \gamma} \qquad (5.2)$$

dengan W_d, b, h, l dan γ adalah berat beban mati, lebar tampang, tinggi tampang (tebal plat), panjang portal dan berat jenis bahan. Dengan rumus diatas dapat dihitung berat beban mati .

a. Beban mati

a.1 Lantai

a.1.1 Pelat	= 0,12 x 2,4 x 18,4 x 4,6	= 24,376 ton
a.1.2 Tegel	= 0,02 x 2,4 x 18,4 x 4,6	= 4,063 ton
a.1.3 Spesi + pasir	= 0,04 x 2,1 x 18,4 x 4,6	= 7,11 ton
a.1.4 Langit-langit + penggantung		= 0,18 ton
	Wd	= 35,729 ton

a.2 Atap

a.2.1 Plat atap	= 0,10 x 2,4 x 18,4 x 4,6	= 20,314 Ton.
a.2.2 Langit-langit + penggantung		= 0,18 ton
a.2.3 Finishing	= 0,02 x 18,4x 4,6 x 2,4	= 4,063 ton
	Wd	= 24,557 ton.

b. Beban mati akibat balok

b.1 Dimensi balok 25/70 = 0,25 x 0,7 x 2,4 x 18,4 = 7,728 Ton.

b.2 Dimensi balok 30/80 = 0,3 x 0,8 x 2,4 x 18,4 = 10,5984 Ton.

b.3 Dimensi balok 35/85 = 0,35 x 0,85 x 2,4 x 18,4 = 13,1376 Ton.

Dari data beban mati dan beban hidup, maka dapat dihitung beban total yang bekerja pada tiap tingkat, dengan persamaan berikut :

$$W_{tot} = W_d + W_l \quad \text{.....(5.3)}$$

dengan W_{tot} , W_d dan W_l adalah berat total, berat beban mati dan berat beban hidup.Dengan persamaan diatas diperoleh beban tiap tingkat, seperti disajikan pada Tabel berikut :

Hasil perhitungan beban tiap lantai

No.	Lantai	Beban tiap lantai (Ton)
1	1	64,6170
2	2	67,4874
3	3	46,1586

C. Perhitungan Massa dan Kekakuan

Anggapan yang dipakai dalam analisa ini adalah *lumped mass* dan prinsip *shear building*. Sehingga massa dihitung pada tiap tingkat dan mengumpal ditengah bentang, sedangkan kekakuan dihitung secara paralel dimana besarnya kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan tiap kolomnya.

1. Perhitungan Massa Tingkat

Massa tingkat dihitung dengan rumus 3.1, dimana massa adalah berat dibagi percepatan gravitasi. Di dalam perhitungan ini percepatan gravitasi diambil

sebesar 980 cm/det^2. Dari rumus tersebut maka massa untuk lantai satu dapat dihitung sebagai berikut :

m_1 w_1 g, dimana w_1 = 86004 kg, sehingga

m_1= 86004 / 980 = 87,759 kg det^2/cm

dengan cara yang sama, maka harga massa tiap tingkat dapat dicari, dan hasilnya seperti terlihat pada Tabel di bawah ini.

Hasil perhitungan massa

No.	Lantai	Massa (kg. Det^2/cm)
1	1	65,9357
2	2	68,8646
3	3	47,1006

2. Perhitungan Kekakuan

Perhitungan kekakuan menggunankan prinsip *shear building* dimana kekakuan kolom tidak dipengaruhi oleh balok yang menghubungkan kolom-kolom yang ada. Kekakuan tiap kolom dapat dihitung dengan rumus 3.23. Dengan melihat data struktur maka kekakuan dihitung secara paralel yaitu kekakuan tiap lantai merupakan jumlah dari kekakuan kolom, secara matematis dapat dituliskan dengan rumus 3.24, sehingga kekakuan tingkat satu dapat dihitung dengan rumus 3.25.

K_{ktp1} = 200000*40*75^3/520^3 = 24002.90168 kg/cm

K_{ktg1}= 200000*40*75^3/520^3 = 24002.90168 kg/cm

k_{t1} = 2*24002.90168 + 24002.90168 = 72008.70504 kg/cm

selanjutnya hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan dalam Tabel berikut ini :

Hasil perhitungan kekakuan

No.	Lantai	Kekakuan (kg/cm)
1	1	72008.70504
2	2	102984.375
3	3	46875

Jadi

$M_1 = 65{,}9357$ kgdet^2/cm $K_1 = 72008.70504$ kg/cm^2

$M_2 = 68{,}8646$ kgdet^2/cm $K_2 = 102984.375$ kg/cm^2

$M_3 = 47{,}1006$ kgdet^2/cm $K_3 = 46875$ kg/cm^2

Penyelesaian :

$$[M] = \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} \quad [K] = \begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.375 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix}$$

misalnya dipakai, unit massa m = 47,1006 kgdet2/cm dan unit kekakuan k = 46875 kg/cm maka matriks massa dan kekakuan menjadi:

$$[M] = \begin{bmatrix} 1.3999m & 0 & 0 \\ 0 & 1{,}4621m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.39)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 3.7332k & -2.197k & 0 \\ -2.197k & 3.197k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (3.40)$$

Dengan memperhatikan matriks-matriks diatas maka persamaan eigenproblem yang dapat disusun adalah sebagai berikut:

$$\begin{bmatrix} 3.7332k - 1.3999\omega^2 m & -2k & 0 \\ -2k & 3.197k - 1{,}4621\omega^2 m & -k \\ 0 & -k & k - \omega^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{.....(5.41)}$$

Persamaan 5.41 dapat ditulis menjadi:

$$\begin{bmatrix} 3{,}7332 - \dfrac{1.3999\omega^2}{k/m} & -2 & 0 \\ -2 & 3{,}197 - 1{,}462\dfrac{\omega^2}{k/m} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \dfrac{\omega^2}{k/m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{.....(3.42)}$$

apabila diambil suatu notasi $\lambda = \dfrac{\omega^2}{k/m}$, maka persamaan 3.42 menjadi

$$\begin{bmatrix} 3{,}7332 - 1.3999\lambda & -2 & 0 \\ -2 & 3{,}197 - 1{,}462\lambda & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_3 \\ \phi_2 \\ \phi_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad \text{.....(3.43)}$$

apabila persamaan 3.43 disederhanakan maka akan diperoleh,

$$\begin{aligned} &(3{,}7332 - 1{,}3999\lambda)\phi_3 - 2\phi_2 = 0 \\ &-2\phi_3 + (3{,}197 - 1{,}462\lambda)\phi_2 - \phi_1 = 0 \\ &-\phi_2 + (1 - \lambda)\phi_1 = 0 \end{aligned} \quad \text{.....(3.44)}$$

denganmengambil nilai,

$$\phi_3 = 1 \quad \text{.....(3.54)}$$

Dengan mensubsitusikan nilai persamaan 3.54 kedalam baris pertama persamaan 3.53 akan diperoleh

$$\phi_2 = (1{,}8666 - 0{,}69995\lambda) \quad \text{.....(3.55)}$$

Selanjutnya subsitusi persamaan 3.54 dan 3.55 kedalam baris ke-2 persamaan 3.53 maka akan diperoleh

$$\phi_1 = 1{,}02332\lambda^2 - 4{,}9666\lambda + 3{,}9675 \quad \text{.....(3.56)}$$

Selanjutnya subsitusi persamaan 3.55 dan 3.56 kedalam baris ke-3 persamaan 3.53, setelah disusun akan diperoleh

$$-0{,}365456\lambda^3 + 2{,}13929\lambda^2 + 2{,}8748\lambda + 3{,}1129 = 0 \quad \text{.....(3.57)}$$

diperoleh, $\lambda_1 = 0{,}2678$, maka $\omega_1 = [0.2678\text{x } (46875/47.006)]^{1\,2} = 16{,}3417$ rad/det

$\lambda_1 = 1{,}50309$, maka $\omega_1 = [1{,}50309\text{x } (46875/47.006)]^{1\,2} = 38{,}71564$ rad/det

$\lambda_1 = 4{,}070655$, maka $\omega_1 = [4{,}07065\text{x } (46875/47.006)]^{1\,2} = 63{,}7119$ rad/det

Menghitung redaman menggunakan kemungkinan I:

$$[C] = \alpha * [M] \quad \text{.....(3.2)}$$

dimana, $\alpha = 2*\xi_k*\omega_k$ .....(3.6)

misalnya, diambil sebagai acuan mode ke –2, maka $\omega_2 = 38{,}7156$ dan nilai ξ diambil 5%, sehingga matrik redaman menjadi

$$[C] = 2*0.05*38.7156*\begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 255.274 & 0 & 0 \\ 0 & 266.6134 & 0 \\ 0 & 0 & 182.3528 \end{bmatrix}$$

Maka untuk menghitung percepatan, kecepatan, simpangan yang terjadi akibat adanya gempa pada det dan. serta gaya yang bekerja dihitung dengan rumus $F = m * \ddot{y}_t$.

t = 0.01, $\ddot{y}_t = 4.9$ det/cm^2	t = 0.02, $\ddot{y}_t = 9.8$ det/cm^2	t = 0.03, $\ddot{y}_t = 14.7$ det/cm^2
F_1=65.9357*4.9=323.0849kg	F_1=65.9357*9.8=646.1698kg	F_2=65.9357*14.7=969.254796kg
F_2=68.86461*4.9=337.4365kg	F_2=68.86461*9.8=674.873kg	F_2=68.86461*14.7=1012.3095kg
F_3=47.1006*4.9=230.79294kg	F_2=47.1006*9.8=461.5858kg	F_2=47.1006*14.7=692.3787kg

t = 0.04, $\ddot{y}_i$ = 19.6 det/cm^2

F_1=65.9357*19.6=1292.339 kg

F_2=68.86461*19.6=1349.746kg

F_3=47.1006*14.7=923.1717kg

Maka persamaan differensial gerakan yang terjadi yaitu

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (c_1+c_2) & -c_2 & 0 \\ -c_2 & (c_2+c_3) & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_1+k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2+k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \end{bmatrix}$$

Jika $\Delta t = 0.01 \det$ dan $\theta = 1.4$, maka nilai $\tau = \Delta t * \theta = 0.014$ dan menghitung konstanta-konstanta maka kita dapatkan

$$a_1 = \frac{3}{\tau} = 214.2857, \qquad a_2 = \frac{6}{\tau} = 428.57, \qquad a_3 = \frac{\tau}{2} = 0.007,$$

$$a_4 = \frac{6}{\tau^2} = 30612.2463$$

UNTUK SETIAP SELANG WAKTU

STEP 1 (saat 0.01 detik)

- **Menghitung matriks kekakuan efektif $\overline{K}$**

$$[\overline{K}] = [K] + a_4[M] + a_1[C]$$

$$[\overline{K}] = \begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} + 30612.2463 \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} +$$

$$214.2857 \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.248.10^6 & -1.03.10^5 & 0 \\ -1.03.10^5 & 2.315.10^6 & -4.688.10^4 \\ 0 & -4.688.10^4 & 4.688.10^4 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan beban ΔF_i untuk selang waktu Dt = 0.01 detik sampai $t + \tau$ = 0.01+0.014, maka nilai*** $\Delta F_i = F_{i+1} + (F_{i-2} - F_{i-1})(\theta - 1) - F_i$

ΔF_i = 323.0849 + (646.1698 – 323.0849) x (1.4-1) - 0 = 452.31886 kg.

$\hat{\Delta F}_1 = 337.4365 + (674.873 - 337.4365) \times (1.4-1) - 0 = 472.41110$ kg.

$\hat{\Delta F}_1 = 230.3929 + (461.5858 - 230.3929) \times (1.4-1) - 0 = 322.87006$ kg.

- ***Menghitung Gaya efektif***

$$\overline{\hat{\Delta F}_i} = \hat{\Delta F}_i + (a_2 M + 3C)\dot{y}_i + (3M + a_3 C)\ddot{y}_i$$

$$\overline{\hat{\Delta F}} = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix} + [0] + [0] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix} \text{kg.}$$

- ***Menghitung pertambahan perpindahan***

$$\overline{K}\hat{\Delta y}_i = \overline{\hat{\Delta F}_i}$$

$$\begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} [\hat{\Delta y}] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix}$$

$$[\hat{\Delta y}] = \begin{bmatrix} 0.043443006 \\ 0.044746406 \\ 0.044810616 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu*** τ_i

$$\hat{\Delta \ddot{y}}_i = a_4 \hat{\Delta y}_i - a_2 \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i$$

$$\hat{\Delta \ddot{y}} = 30612.2463 \begin{bmatrix} 0.043443006 \\ 0.044746406 \\ 0.044810616 \end{bmatrix} - 428.57[0] - 3[0] = \begin{bmatrix} 1329.88800 \\ 1369.78800 \\ 1371.75360 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu normal***

$$\Delta \ddot{y} = \frac{\hat{\Delta \ddot{y}}}{\theta} = \frac{1}{1.4} \begin{bmatrix} 1329.88800 \\ 1369.78800 \\ 1371.75360 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 949.92000 \\ 978.42000 \\ 979.82400 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan kecepatan*** $\Delta\dot{y}_i$ ***dan pertambahan perpindahan*** Δy_i ***dari waktu*** t_i ***sampai*** $t_i + \tau$

$$\Delta\dot{y} = \ddot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{y}\Delta t$$

$$\Delta\dot{y} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}(0.01) + \frac{0.01}{2}\begin{bmatrix} 949.92000 \\ 978.42000 \\ 979.82400 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix}$$

$$\Delta y = \dot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{y}\Delta t + \frac{1}{6}\Delta\ddot{y}\Delta t^2$$

$$\Delta y = (0) + (0) + \frac{0.01^2}{6}\begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung perpindahan dan kecepatan ada waktu*** $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix}$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta\dot{y}_i = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung percepatan pada waktu*** $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$M\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - C\dot{y}_{i+1} - Ky_{i+1}$$

$$\begin{bmatrix} 100.3839 & 0 & 0 \\ 0 & 97.27216 & 0 \\ 0 & 0 & 60.59233 \end{bmatrix}[\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 255.274 & 0 & 0 \\ 0 & 266.6134 & 0 \\ 0 & 0 & 182.3528 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 4.749600 \\ 4.892100 \\ 4.899120 \end{bmatrix} -$$

$$\begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix}[\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 634.985 \\ 668.277 \\ 457.231 \end{bmatrix}$$

$$(\ddot{y}) = \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} \det^2 \cdot cm$$

- ***Menghitung Interstorey Drift***

$$\text{Interstorey Drift} = \frac{y_i - y_{i-1}}{H_i} \text{ x } 100\%$$

$$\text{Int Drift}_{(1)} = \frac{0.000079160 - 0}{5.2} * 100\% = 0.00152223$$

$$\text{Int Drift}_{(2)} = \frac{0.000081536 - 0.000079160}{4} * 100\% = 0.0000594$$

$$\text{Int Drift}_{(3)} = \frac{0.000081652 - 0.000081536}{4} * 100\% = 0.0000029$$

- ***Gaya Horisontal Tingkat***

$$[F] = [y] * [k]$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 174993.1 & -102984.4 & 0 \\ -102984.4 & 149859.4 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.2157 \\ 0.236 \\ 0.006281 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung Gaya Geser Komulatif tingkat***

$$\mathbf{V_{kom\ tingkat}} = \Sigma \mathbf{F_{tingkat}}$$

$V_{kom\ tk3} = F_3 = 0.006281$ kg

$V_{komtk2} = F_3 + F_2 = 0.00267875 + 0.236 = 0.24228$ kg

$V_{kom\ tk1} = F_3 + F_2 + F_1 = 5.458$ kg

- ***Menghitung Gaya Geser Dasar***

  V_{dasar} = 5.458 kg

- ***Menghitung Momen Guling***

  M(dasar) = $(F_1 \times h_1) + F_2 \times(h_1+ h_2) + F_3 \times (h_1+ h_2 + h_3)$

  M(dasar) = (5.2157 x 5.2) + (0.24612x 9.2) + (0.005212x 13.2)

  = 29.4547424 kgm

  $M_{(1)}$ = $(F_2 \times h_2) + F_3 \times (h_2 + h_3)$

  = (0.24612x 4.0) + (0.005212x 8.0) = 1.026176 kgm

  $M_{(2)}$ = $(F_3 \times h_3)$ = (0.005212x 4) = 0.020848 kgm

  $M_{(3)}$ = 0 kgm

STEP 2 (saat 0.02 detik)

- ***Menghitung pertambahan beban*** $\hat{\Delta}F_i$ ***untuk selang waktu Dt = 0.01 detik sampai*** $t + \tau$ ***= 0.01+0.014, maka nilai***

$$\hat{\Delta}F_i = F_{i+1} + (F_{i+2} - F_{i+1})(\theta - 1) - F_i \quad \text{.....(3.98)}$$

$\hat{\Delta}F_1$ = 646.1698+ (969.25479- 646.1698) x (1.4-1) – 323.0849 = 452.31889 kg.

$\hat{\Delta}F_1$ = 674.873+ (1012.3095-674.873) x (1.4-1)- 337.4365 = 472.41110kg.

$\hat{\Delta}F_1$ = 461.5858+ (692.3787 – 461.5858) x (1.4-1) – 230.79294 = 323.1100kg.

- ***Menghitung Gaya efektif***

$$\overline{\Delta F_i} = \Delta F_i + (a_2 M + 3C)\dot{y}_i + (3M + a_3 C)\ddot{y}_i \quad \text{.....(3.91)}$$

$$\Delta F = \begin{bmatrix} 452.31889 \\ 472.41110 \\ 323.11 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 428.57 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 & \\ 0 & 0 & 47.1006 & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.02309 \\ 0.02382 \\ 0.02385 \end{bmatrix} -$$

$$3 \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} + 0.007 \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 3044 \\ 3217 \\ 2201 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan perpindahan***

$$\overline{K}\Delta y_i = \overline{\Delta F_i} \quad \text{.....(3.89)}$$

$$\begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \left[\Delta y\right] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix}$$

$$\left[\Delta y\right] = \begin{bmatrix} 0.001427344 \\ 0.001490441 \\ 0.001489142 \end{bmatrix}$$

- **Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu τ_i**

$$\Delta\ddot{y}_i = a_4 \Delta y_i - a_5 \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \quad \text{.....(3.87)}$$

$$\Delta\ddot{y} = 30612.2463 \begin{bmatrix} 0.001427344 \\ 0.001490441 \\ 0.001489142 \end{bmatrix} - 428.57 \begin{bmatrix} 0.02309 \\ 0.02382 \\ 0.02385 \end{bmatrix} - 3 \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4.907406 \\ 6.304578 \\ 6.255564 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu normal***

$$\Delta\ddot{y} = \frac{\Delta\ddot{y}}{\theta} = \frac{1}{1.4} \begin{bmatrix} 4.907406 \\ 6.304578 \\ 6.255564 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.50529 \\ 4.50327 \\ 4.6826 \end{bmatrix} \text{det}^2/\text{cm}$$

- ***Menghitung pertambahan kecepatan*** $\Delta\dot{y}_i$ ***dan pertambahan perpindahan*** Δy_i ***dari waktu*** t_i ***sampai*** $t_i + \tau$

$$\Delta\dot{y} = \ddot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{y}\Delta t \quad \text{.....(3.93)}$$

$$\Delta\dot{y} = \begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix}(0.01) + \frac{0.01}{2}\begin{bmatrix} 3.50529 \\ 4.50327 \\ 4.46826 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.11383015 \\ 0.11955845 \\ 0.11941670 \end{bmatrix} \text{cm}$$

$$\Delta y = \dot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{y}\Delta t + \frac{1}{6}\Delta\ddot{y}\Delta t^2 \quad \text{.....(3.94)}$$

$$\Delta y = \begin{bmatrix} 0.02309 \\ 0.02382 \\ 0.02385 \end{bmatrix}(0.01) + \left(\frac{0.01^2}{2}\right)\begin{bmatrix} 9.63037 \\ 9.70421 \\ 9.70754 \end{bmatrix} + \left(\frac{0.01^2}{6}\right)\begin{bmatrix} 3.50529 \\ 4.50327 \\ 4.46826 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.000770840 \\ 0.000798465 \\ 0.000798348 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung perpindahan dan kecepatan ada waktu*** $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i = \begin{bmatrix} 0.000079160 \\ 0.000081535 \\ 0.000081652 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.000770840 \\ 0.000798465 \\ 0.000798348 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.000868 \end{bmatrix} \text{cm} \text{.....(3.95)}$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta\dot{y}_i = \begin{bmatrix} 0.02309 \\ 0.02382 \\ 0.02385 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.11383015 \\ 0.11955845 \\ 0.11941670 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.13692015 \\ 0.14337845 \\ 0.14326677 \end{bmatrix} \text{cm/det} \text{.....(3.96)}$$

- ***Menghitung percepatan pada waktu*** $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$M\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - C\dot{y}_{i+1} - Ky_{i+1} \quad \text{.....(3.97)}$$

$$\begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix}[\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 452.31886 \\ 472.41110 \\ 322.87006 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0.13692015 \\ 0.14337845 \\ 0.14326677 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.00088 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 100.3839 & 0 & 0 \\ 0 & 97.27216 & 0 \\ 0 & 0 & 60.59233 \end{bmatrix}[\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 873700 \\ 81700 \\ 1861 \end{bmatrix}$$

$$(\ddot{y}) = \begin{bmatrix} 132939 \\ 0.14258 \\ 0.14294 \end{bmatrix} \det^2/cm$$

- ***Menghitung Interstorey Drift***

$$\text{Interstorey Drift} = \frac{y_i - y_{i-1}}{H_i} \text{ x } 100\% \quad \ldots\ldots(5.7)$$

$$\text{Int Drift}_{(1)} = \frac{0.00085 - 0}{5.2} * 100\% = 0.016346154 .$$

$$\text{Int Drift}_{(2)} = \frac{0.00088 - 0.00085}{4} * 100\% = 0.0007500$$

$$\text{Int Drift}_{(3)} = \frac{0.00088 - 0.000868}{4} * 100\% = 0.0000389 .$$

- ***Gaya Horisontal Tingkat***

$$[F] = [\dot{y}] * [k] \quad \ldots\ldots(5.8)$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 174993.1 & -102984.4 & 0 \\ -102984.4 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.000868 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 57.89509 \\ 2.939794 \\ 0.0738115 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung Gaya Geser Komulatif tingkat***

$$\mathbf{V_{(t)}} = \sum_{j=1}^{n} F_{(j)} \quad \ldots\ldots(5.9)$$

$V_{kom\,tk\,3} = F_3 = 0.0738115$ kg

$V_{komtk2} = F_3 + F_2 = 3.0136055$ kg

$V_{komtk1} = F_1 + F_2 + F_3 = 60.908695$ kg

- ***Menghitung Gaya geser dasar***

  V_{dasar} = 60.908695 kg

- ***Menghitung Momen Guling***

  M(dasar) = $(F_1 \times h_1) + F_2 \times (h_1 + h_2) + F_3 \times (h_1 + h_2 + h_3)$

  M(dasar) = (57.89059 x 5.2) + (2.939794 x 9.2) + (0.0738115x 13.2)

  = 329.0514846 kgm

  $M_{(1)}$ = $(F_2 \times h_2) + F_3 \times (h_2 + h_3)$

  = (2.939794 x 4.0) + (0.0738115x 8.0) = 12.349668 kgm

  $M_{(2)}$ = $(F_3 \times h_3)$ = (0.0738115x 4) = 0.295246 kgm

  $M_{(3)}$ = 0 kgm

STEP 3 (saat 0.03 detik)

- ***Menghitung pertambahan beban*** $\hat{\Delta}F_i$ ***untuk selang waktu Dt = 0.01 detik sampai*** $t + \tau$ ***= 0.01+0.014, maka nilai***

$$\hat{\Delta}F_i = F_{i+1} + (F_{i+2} - F_{i+1})(\theta - 1) - F_i \quad \text{.....(3.98)}$$

$\hat{\Delta}F_1$ = 969.25479 + (1292.339- 969.25479) x (1.4-1) – 646.1698 = 452.31kg.

$\hat{\Delta}F_1$ = 1012.3095 + (1349.746-1012.3095) x (1.4-1)- 674.873 = 472.1kg.

$\hat{\Delta}F_1$ = 692.3787+ (923.1717 –692.3787) x (1.4-1) – 461.5858 = 323.11kg.

- ***Menghitung Gaya efektif***

$$\overline{\Delta F_i} = \Delta F_i + (a_2 M + 3C)\dot{y}_i + (3M + a_3 C)\ddot{y}_i \quad \text{.....(3.91)}$$

$$\overline{\Delta F} = \begin{bmatrix} 668.8338 \\ 667.47342 \\ 415.76032 \end{bmatrix} + \left(428.57 \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} + 3 \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} 0.09254207 \\ 0.09796419 \\ 0.0979175 \end{Bmatrix} +$$
$$\left(3 \begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix} + 0.007 \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} 4.8707716 \\ 4.439466 \\ 4.8976865 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 5568 \\ 5584 \\ 3444 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan perpindahan***

$$\overline{K}\hat{\Delta}y_i = \overline{\Delta F_i} \quad \text{.....(3.89)}$$

$$\begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \left[\hat{\Delta}y\right] = \begin{bmatrix} 5568 \\ 5584 \\ 3444 \end{bmatrix}$$

$$\left[\hat{\Delta}y\right] = \begin{bmatrix} 0.003212107 \\ 0.00346685 \\ 0.003486707 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu*** τ_i

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_i = a_4 \hat{\Delta}y_i - a_2 \dot{y}_i - 3\ddot{y}_i \quad \text{.....(3.87)}$$

$$\hat{\Delta}\ddot{y}_i = 30612.2463 * \begin{bmatrix} 0.003212107 \\ 0.00346685 \\ 0.003486707 \end{bmatrix} - 428.57 * \begin{bmatrix} 0.13636 \\ 0.14258 \\ 0.14296 \end{bmatrix} - 3 * \begin{bmatrix} 13.29396 \\ 14.10534 \\ 14.1459 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.081312 \\ 2.706648 \\ 3.02988 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung pertambahan percepatan untuk selang waktu normal***

$$\Delta\ddot{y} = \frac{\hat{\Delta}\ddot{y}}{\theta} = \frac{1}{1.4} \begin{bmatrix} 0.081312 \\ 2.706648 \\ 3.02988 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.05808 \\ 1.93332 \\ 2.1642 \end{bmatrix} \text{det}^2/\text{cm}$$

- ***Menghitung pertambahan kecepatan*** $\Delta\dot{y}_i$ ***dan pertambahan perpindahan*** Δy_i ***dari waktu*** t_i ***sampai*** $t_i + \tau$

$$\Delta\dot{y} = \ddot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\Delta\ddot{y}\Delta t \quad \text{.....(3.93)}$$

$$\Delta\dot{y} = \begin{bmatrix} 13.29396 \\ 14.10534 \\ 14.1459 \end{bmatrix}(0.01) + \frac{0.01}{2}\begin{bmatrix} 0.05808 \\ 1.93332 \\ 2.1642 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.13323 \\ 0.15072 \\ 0.15228 \end{bmatrix} \text{cm}$$

$$\Delta y = \dot{y}\Delta t + \frac{1}{2}\ddot{y}\Delta t + \frac{1}{6}\Delta\ddot{y}\Delta t^2 \quad \text{.....(3.94)}$$

$$\Delta y = \begin{bmatrix} 0.13323 \\ 0.15072 \\ 0.15228 \end{bmatrix}(0.01) + \left(\frac{0.01^2}{2}\right)\begin{bmatrix} 13.29396 \\ 14.10534 \\ 14.1459 \end{bmatrix} + \left(\frac{0.01^2}{6}\right)\begin{bmatrix} 0.05808 \\ 1.93332 \\ 2.1642 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00203 \\ 0.002165 \\ 0.0021698 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung perpindahan dan kecepatan ada waktu*** $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$y_{i+1} = y_i + \Delta y_i = \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.00088 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.00203 \\ 0.002165 \\ 0.0021698 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00288 \\ 0.003045 \\ 0.0030498 \end{bmatrix} \text{cm} \quad \text{.....(3.95)}$$

$$\dot{y}_{i+1} = \dot{y}_i + \Delta\dot{y}_i = \begin{bmatrix} 0.13636 \\ 0.14258 \\ 0.14296 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0.13323 \\ 0.15072 \\ 0.15228 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.26959 \\ 0.2933 \\ 0.29524 \end{bmatrix} \text{cm/det} \quad \text{.....(3.96)}$$

- ***Menghitung percepatan pada waktu*** $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

$$M\ddot{y}_{i+1} = F_{i+1} - C\dot{y}_{i+1} - Ky_{i+1} \quad \text{.....(3.97)}$$

$$\begin{bmatrix} 65.9357 & 0 & 0 \\ 0 & 68.86461 & 0 \\ 0 & 0 & 47.1006 \end{bmatrix}[\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 668.63340 \\ 667.28998 \\ 415.66340 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 255.27489 & 0 & 0 \\ 0 & 266.61438 & 0 \\ 0 & 0 & 182.35342 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 0.13636 \\ 0.14258 \\ 0.14296 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} 174993.08 & -102984.275 & 0 \\ -102984.375 & 149859.375 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00085 \\ 0.00088 \\ 0.00088 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 100.3839 & 0 & 0 \\ 0 & 97.27216 & 0 \\ 0 & 0 & 60.59233 \end{bmatrix}[\ddot{y}] = \begin{bmatrix} 614.6685734 \\ 663.5133813 \\ 415.3901269 \end{bmatrix}$$

$$(\ddot{y}) = \begin{bmatrix} 15.6747 \\ 14.10531 \\ 18.44567 \end{bmatrix} \det^2/cm$$

- ***Menghitung Interstorey Drift***

$$\text{Interstorey Drift} = \frac{y_i - y_{i-1}}{H_i} \text{ x } 100\% \quad \ldots\ldots(5.7)$$

$$\text{Int Drift}_{(1)} = \frac{0.00288 - 0}{5.2} * 100\% = 0.0553846$$

$$\text{Int Drift}_{(2)} = \frac{0.00304 - 0.00288}{4} * 100\% = 0.004$$

$$\text{Int Drift}_{(3)} = \frac{0.00305 - 0.00304}{4} * 100\% = 0.00025$$

- ***Gaya Horisontal Tingkat***

$$[F] = [\ddot{y}] * [k] \quad \ldots\ldots(5.8)$$

$$[F] = \begin{bmatrix} 174993.1 & -102984.4 & 0 \\ 102984.4 & 149859.4 & -46875 \\ 0 & -46875 & 46875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00288 \\ 0.00304 \\ 0.00305 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 190.21106 \\ 16.303854 \\ 0.52349 \end{bmatrix}$$

- ***Menghitung Gaya Geser Komulatif tingkat***

$$\mathbf{V_{(t)}} = \sum_{j=1}^{n} F_{(t)} \quad \ldots\ldots(5.9)$$

$V_{kom\,tk\,3} = F_3 = 0.52349kg$

$V_{komtk2} = F_3 + F_2 = 16.82734\ kg$

$V_{komtk1} = F_1 + F_2 + F_3 = 207.0384040\ kg$

- ***Menghitung Gaya Geser Dasar***

$V_{dasar} = 207.0384040\ kg$

- ***Menghitung Momen Guling***

$M(dasar) = (F_1 \times h_1) + F_2 \times (h_1 + h_2) + F_3 \times (h_1 + h_2 + h_3)$

$M(dasar) = (190.21106 \times 5.2) + (16.303854 \times 9.2) + (0.52349 \times 13.2)$

$= 1146.003037\ kgm$

$M_{(1)} = (F_2 \times h_2) + F_3 \times (h_2 + h_3)$

$= (16.303854 \times 4.0) + (0.52349 \times 8.0) = 69.403336\ kgm$

$M_{(2)} = (F_3 \times h_3) = (0.52349 \times 4) = 2.09396\ kgm$

$M_{(3)} = 0\ kgm$

Hasil perbandingan antara perhitungan manual dengan program NRMDOFS 2000 disajikan dalam tabel-tabel berikut ini :

Tabel 4. Verifikasi Simpangan Relatif Tingkat

TK	WAKTU	SIMPANGAN RELATIF TINGKAT AKIBAT GEMPA PARKFIELD		
		MANUAL	PROGRAM NRMDOFS 20000 (pembulatan 5 angka)	KETELITIAN (%)
1	0.01	0.000079160	0.00008	1.05
2	0.01	0.000081535	0.00008	1.918
3	0.01	0.000081652	0.00008	2.06
1	0.02	0.00085	0.00085	0
2	0.02	0.000868	0.00088	1.38
3	0.02	0.00088	0.00088	0
1	0.03	0.00288	0.00288	0
2	0.03	0.00304	0.00304	0
3	0.03	0.00305	0.00305	0

Tabel 5. Verifikasi Simpangan Antar Tingkat (Interstorey Drift)

TK	WAKTU	SIMPANGAN ANTAR TINGKAT AKIBAT GEMPA PARKFIELD		
		MANUAL	PROGRAM NRMDOFS 2000 (pembulatan 5 angka)	KETELITIAN (%)
1	0.01	0.00152223	0.001480	2.85337
1	0.02	0.016246154	0.016268	0.13428
1	0.03	0.0553846	0.055292	0.1674
2	0.01	0.0000594	0.000061	2.62295
2	0.02	0.00075	0.000732	2.4

2	0.03	0.004	0.004085	2.08
3	0.01	0.0000029	0.000003	0.001
3	0.02	0.000389	0.00004	0.385
3	0.03	0.00025	0.000279	0.0029

Tabel 6. Verifikasi Gaya Horisontal Tingkat

TK	WAKTU	GAYA HORISONTAL TINGKAT AKIBAT GEMPA PARKFIELD		
		MANUAL	PROGRAM NRMDOFS 2000 (pembulatan 5 angka)	KETELITIAN (%)
1	0.01	5.458	5.290658	3.16
1	0.02	57.89589	57.89909	0.0055
1	0.03	190.21106	190.211060	0
2	0.01	0.24612	0.245956	0.066
2	0.02	2.939794	2.939794	0
2	0.03	16.303854	16.303854	0
3	0.01	0.005212	0.005162	0.9686
3	0.02	0.0738115	0.074667	1.15
3	0.03	0.52349	0.523493	0

Tabel 7. Verifikasi Gaya Geser Komulatif Tingkat

TK	WAKTU	GAYA GESER KOMULATIF TINGKAT AKIBAT GEMPA PARKFIELD		
		MANUAL	PROGRAM NRMDOFS 2000 (pembulatan 5 angka)	KETELITIAN (%)
1	0.01	5.458	5.541776	1.5349
1	0.02	60.908695	60.913551	0
1	0.03	207.0384040	207.038406	0
2	0.01	0.24228	0.241118	0.4

User's manual

NRMDoFS 2000

Versi 1.0 for Windows

1. Pengenalan program

NRMDoFS 2000 adalah program untuk menganalisis atau menghitung respon seismik pada struktur berderajat kebebasan banyak (MDoF) dengan integrasi persamaan defferensial secara langsung, khususnya Metode Wilson-ϕ.

2. Sistem Hardware yang Dibutuhkan

2.a. Konfigurasi Minimum

Win95 atau yang lebih tinggi
IBM PC dengan Prossessor Pentium 100 Mhz
RAM 16 MB
VGA monitor
Mouse
Harddisk space 20 MB

2.b. Konfigurasi Optimum

WIN98 atau yang lebih tinggi
PC dengan Prosessor Pentium PRO atau Pentium II /III
RAM 64 MB
SVGA Monitor
Microsoft Mouse
100 MB harddisk space

3. Instalasi Program

3.1. Kebutuhan

Program NRMDoFS 2000 memerlukan 3 disket master program untuk diinstall ke komputer PC

3.2. Cara menginstal NRMDoFS 2000

Siapkan 3 disket master program. Masukkan disket #1 ke dalam floppy disk, selanjutnya ikuti petunjuk pada tampilan di layar monitor komputer sampai selesai.

- NRMDOFS ..... jangan diubah.
- Kolom NDOF adalah jumlah tingkat.
- Kolom DAMPR adalah rasio redaman.
- Kolom DT adalah selang waktu (dt).
- Kolom TMAX adalah waktu lamanya terjadi gempa berdasarkan data percepatan Gempa (dt).
- Kolom SG adalah skala gempa.
- Kolom Tingkat adalah tingkat ke-?.
- Kolom H adalah tinggi tingkat.
- Kolom Massa adalah massa tiap lantai dengan prinsip lumped mass .
- Kolom Kekakuan adalah kekakuan kolom tingkat yang dihitung dengan prinsip shear building.

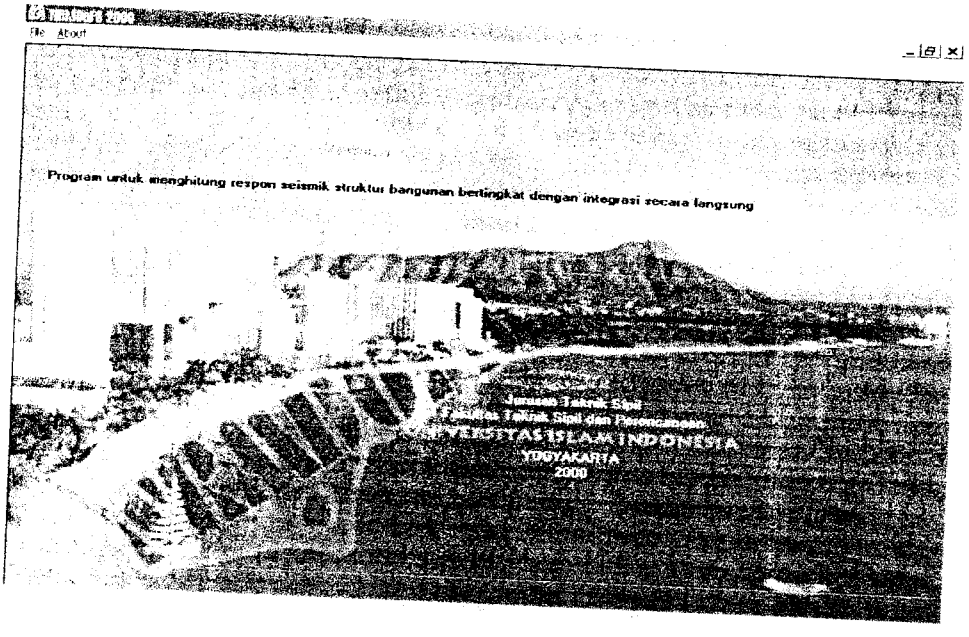
4.2.1.2. INPUT DATA PERCEPATAN GEMPA

Data percepatan gempa sudah tersedia dalam bentuk file *.DAT, dimana sementara ini sudah ada 14 data gempa, antara lain :

1. Gempa Bucharest
2. Gempa Petrovac
3. Gempa Koyna
4. Gempa BarMontenegro
5. Gempa Coalingga
6. Gempa Parkfield
7. Gempa Tlahuac Bombas
8. Gempa Corinth
9. Gempa EL-centro
10. Gempa Miyagi
11. Gempa Santa Cruz
12. Gempa Ulcinj
13. Gempa Gilroy
14. Gempa Coraltos

4.2.2. Menjalankan Applikasi

Klik applikasi NRMDoFS 2000 dimana shortcut berada, kemudian akan muncul tampilan seperti di bawah ini :

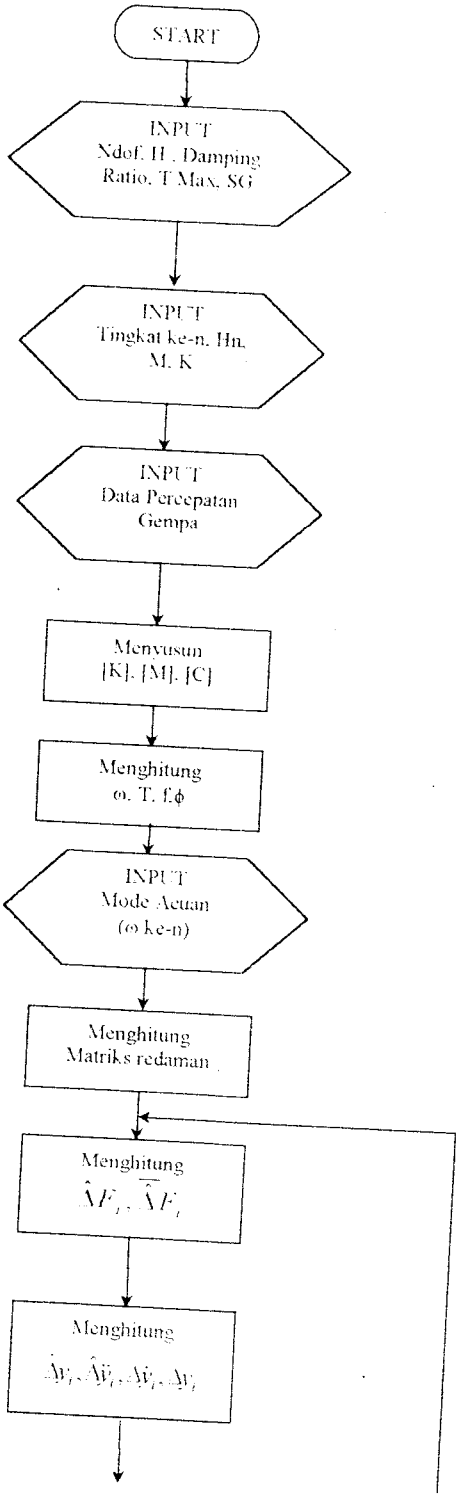


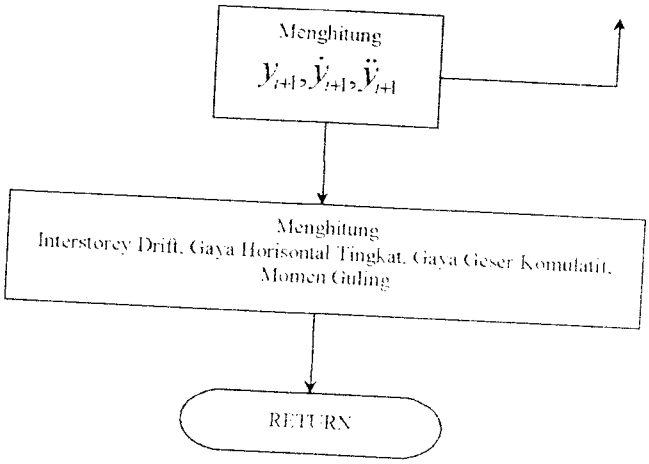
Setelah itu klik file – buka file dan akan keluar pesan dan klik "OK" lalu keluar tampilan explorer untuk mencari dan memasukkan file input data struktur yang sudah kita buat ataupun kita edit sebelumnya, kemudian kita klik "open", setelah itu akan muncul pesan lagi dan klik "OK" lalu keluar tampilan explorer untuk memasukkan file data percepatan gempa dan klik "open". Setelah proses ini, klik "analisis", lalu ketik nama file Output yang akan kita inginkan pada form penyimpanan file dan klik OK, setelah itu muncul form input mode yang akan ditinjau dan matrik redaman yang akan dipakai dalam analisis, kemudian klik "proses". Tunggu beberapa saat. Pada saat itu akan ada waktu menunggu yang lamanya sesuai dengan banyaknya data yang akan dianalisis ataupun kemampuan komputer itu sendiri. Setelah proses analisis selesai akan muncul keterangan bahwa analisis telah selesai dilakukan dan klik "OK"

Untuk melihat hasil klik"hasil analisis" dan anda dapat melihat pada layar monitor. File-file hasil analisis tersimpan dalam direktori program NRMDoFS 2000 dan dapat dilihat dengan applikasi Wordpad atau MS-WORD.

Untuk membuat grafik anda dapat membuka file-file tersebut dengan applikasi MS-EXCEL.

5. Bagan Alir Global Program NRMDOFS 2000





6. Source Code Program

FRMSPLASH

```
Option Explicit
Dim X, Y, DeltaY, DeltaX As Integer, m As Byte '
Declare variables.
Private Sub Form_KeyPress(KeyAscii As Integer)
   Unload Me
   frmNRMDoFS.Show
End Sub
Private Sub Frame1_Click()
   Unload Me
   frmNRMDoFS.Show
End Sub

Private Sub Form_Load()
Top = Height \ 2
Left = Width \ 2
Timer2.Interval = 500 ' Set Interval.
      DeltaY = 7
      DeltaX = 1
LblWarning.Caption = "RESPON SEISMIK STRUKTUR
BANGUNAN BERTINGKAT"
frmNRMDoFS.Show
End Sub


Private Sub Timer2_Timer()
  X = X + DeltaX
  Y = Y + DeltaY
  If Y < 1 Then
  DeltaY = 2
  LblWarning.Caption = ""
  End If
  If Y > 7 Then
  DeltaY = -2
  LblWarning.Caption = "RESPON SEISMIK
STRUKTUR BANGUNAN BERTINGKAT"
  End If
  If X = 8 Then Unload Me
  'frmNRMDoFS.Show
End Sub
```

```
Private Sub Timer1_Timer()
If m = 4 Then
     For m = 0 To 3
       Img(m).Visible = False
     Next m
     m = 0
End If
Img(m).Visible = True
m = m + 1
End Sub
```

FRMNRMDOFS

```
Option Base 1

'u' penukaran dr InputOmega
Public DtxtInput1 As Integer
Public DtxtInput2 As Integer
Public pilihan As Integer
Public wessS
Private Const LINES = 37
Private AS()
Dim Y, DeltaY As Integer, G As Byte, m As Byte '
Declare variables.

Private Sub Analisa_Struktur()
Dim StiffS() As Single, CMass() As Single
Kekakuan dan Matrik massa CMass(), Ndof, StiffS()

Dim Decomposed, CMassU() As Single, U() As Single
Simetrik standar CMassU(), CMass(), Decomposed,
Ndof, StiffS(), U()

Dim CEigenVal() As Single, ModeShp() As Single

Cari Eigen CMassU(), Ndof, CEigenVal(), ModeShp()

EigenVector Transformasi CEigenVal(), Decomposed,
Ndof, ModeShp(), U()
frmSave.Show 1

On Error GoTo sip
If frmSave.Text2.DataChanged = True Then
```

```
    MkDir frmSave.Text2.Text
  End If

  sip:
  Select Case Err
    Case 75
      GoTo 8:
    Case 76
      MkDir frmSave.Text2.Text
  End Select
  8: wess$ = frmSave.Text1

  Filenumber = FreeFile: Open frmSave.Text2 & "\" &
  wess$ & ".MDS" For Output As #Filenumber
  ReDim ModeShp1(Ndof, Ndof) As Single
  Cetak "Hasil CMass(), CEigenVal(), Decomposed,
  Filenumber, Ndof, ModeShp(), ModeShp1()

  ReDim DAMP(Ndof, Ndof) As Single
  ReDim DA(Ndof) As Single

    InputOmega.Combo1.Clear
    InputOmega.Combo2.Clear
    InputOmega.Combo1.Text = 1
    InputOmega.Combo2.Text = 1
    For i = 1 To Ndof
      entry = i    'Create entry.
      InputOmega.Combo1.AddItem entry
      InputOmega.Combo2.AddItem entry
    Next i

    For i = 0 To 2
      InputOmega.Option1(i).Value = False
    Next i

  5: InputOmega.Show 1

  Select Case pilihan
  Case 1
    Damping1 Dampratio, Filenumber, CMass(), Ndof,
  DAMP(), CEigenVal(), DA()
  Case 2
    Damping2 Dampratio, Filenumber, StiffS(), Ndof,
  DAMP(), CEigenVal(), DA()
  Case 3
    Damping3 Dampratio, Filenumber, StiffS(), CMass(),
  Ndof, DAMP(), CEigenVal(), DA()
  Case Else
    GoTo 5
  End Select

  Dim NT As Single, NT1 As Single
  NT = Tmax / Dt
  NT1 = NT + 1

  ReDim UA(Ndof) As Single, Skalar(Ndof) As Single
  ReDim NEQ(Ndof) As Single, F(Ndof, NT1 + 1) As
  Single, TC(Ndof) As Single

  For J = 1 To NT
  For B = 1 To Ndof
    For K = 1 To Ndof
      Skalar(K) = 1
      F(B, J) = F(B, J) + ((CMass(B, K) * Skalar(K)) * -
  Pt(J))
    Next K
  Next B
  Next J

    Displacement_Awal CMass(), StiffS, Ndof, NT, Dt, F(),
    UA()

    'interpolate Ndof, TMAX, DT, NEQ(), F(), P(), TC()

    ReDim UD(Ndof, NT) As Single, UV(Ndof, 1) As
    Single
    wess$ = frmSave.Text1
    Open frmSave.Text2 & "\" & wess$ & ".RSL" For
    Output As #Filenumber
    Print #Filenumber, "NRMDOFS ( Dapat dilihat pada
    file *.RSL )"
    steps FileName, Filenumber, NT1, Dt, Ndof, DAMP(),
    CMass(), StiffS(), UD(), UV(), UA(), F(), h() ', Hkom(),
    momen()
    End Sub

    Private Sub Form_Resize()
    txtInfo1.Left = frmNRMDoFS.ScaleLeft
    txtInfo1.Width = frmNRMDoFS.ScaleWidth
    txtInfo1.Height = frmNRMDoFS.ScaleHeight
    txtInfo1.Top = frmNRMDoFS.ScaleTop
    End Sub


    Private Sub mnuAbout_Click()
    frmAbout.Show
    End Sub

    Private Sub mnuExit_Click()
    pilihan = MsgBox("Anda yakin akan keluar ?",
    vbOKCancel + vbQuestion, "Pesan")
    If pilihan = 1 Then
      mnuFile.Visible = True
      mnuAnalyze.Visible = False
      mnuResult.Visible = False
      txtInfo1.Visible = False
    Else
      frmNRMDoFS.SetFocus
    End If
    End Sub

    Private Sub mnuFileItem_Click(index As Integer)
      cmdNRMDoFS.Filter = "NRMDoFS Data Struktur
  (*.TXT)|*.TXT|All Files (*.*)|*.*"
      cmdNRMDoFS.FilterIndex = 1
      cmdNRMDoFS.Flags = (OFN_FILEMUSTEXIST
  Or OFN_PATHMUSTEXIST) And
  OFN_OVERWRITEPROMPT

      Dim FName As String
      Dim pilihan As String
      Select Case index
        Case 0
        Case 1 'Pilih 1 Open file
          mnuAnalyze.Visible = False
          mnuResult.Visible = False
          cmdNRMDoFS.DialogTitle = "Masukkan File
  Data Struktur"
          cmdNRMDoFS.CancelError = True
          On Error GoTo ErrorHandler
          MsgBox "Masukkan file data struktur ...!"
          cmdNRMDoFS.Action = DLG_FILE_OPEN
          If cmdNRMDoFS.FileName = FName Then
  Exit Sub
          FileName = cmdNRMDoFS.FileName
          OpenFile FileName, Ndof, Dampratio, Dt,
  Tmax, Sg, h(), Mass(), KK(), Pt()
```

```
        MsgBox "Masukkan file data percepatan gempa
..!"
        cmdNRMIDoFS.FileName = ""
        cmdNRMIDoFS.Filter = "NRMIDoFS Data
Percepatan Gempa (*.DAT) *.DAT All Files (*.*) *.*"
        cmdNRMIDoFS.FilterIndex = 1
        cmdNRMIDoFS.Flags = (OFN_FILEMUSTEXIST
Or OFN_PATHMUSTEXIST) And
OFN_OVERWRITEPROMPT
        cmdNRMIDoFS.DialogTitle = "Masukkan File Data
Percepatan Gempa"
        cmdNRMIDoFS.CancelError = True
        cmdNRMIDoFS.Action = DLG_FILE_OPEN
        If cmdNRMIDoFS.FileName = FName Then Exit
Sub
        FileName = cmdNRMIDoFS.FileName
        OpenFile1 FileName, Ndof, Dampratio, Dt, Tmax,
Sg, h(), Mass(), KK(), Pt()

      Case 2
        cmdNRMIDoFS.Action = DLG_PRINT
        frmNRMIDoFS.Caption = "Print " &
cmdNRMIDoFS.FileName
        If cmdNRMIDoFS.FileName = "" Then
          MsgBox "No file selected."
        Else
          FName = cmdNRMIDoFS.FileName
        End If
        frmNRMIDoFS.Caption = "Print " &
cmdNRMIDoFS.FileName
      Case 4
        pilihan = MsgBox("Terimakasih! Anda yakin akan
keluar dari program ?", vbOKCancel + vbQuestion,
"Pesan")
        If pilihan = 1 Then
          Unload frmNRMIDoFS
        Else
          frmNRMIDoFS.SetFocus
        End If
    End Select
nnuAnalyze.Visible = True
Exit Sub

ErrorHandler:
Select Case Err
    Case 0
    Case 13
      Msg = "Unknown file format. Press CTR-ALT-DEL
then click END TASK and recheck input file!"
    Case 52
      Msg = "Bad Filename. Press CTR-ALT-DEL then
click END TASK and recheck input file!"
    Case 53
      Msg = "File " + FName + " doesn't exist. Please retry!
Press CTR-ALT-DEL then click END TASK and recheck
input file!"
    Case 62
      Close #Filenumber
      Msg = "Error on line " & LN & " of file: " + Chr$(10)
   FName + Chr$(10) + " Please Press CTR-ALT-DEL then
click END TASK and recheck input file!"
    Case 68
      Msg = "Drive " + UCase$(Left$(FName, 2)) + " is not
available. Press CTR-ALT-DEL then click END TASK
and recheck input file!"
    Case 70
      Msg = "Cannot open the " + FName + " file." +
Chr$(10) + "It may be in use, try next time! Press
CTR-ALT-DEL then click END TASK and recheck
input file!"
    Case 71
      Msg = "Drive " + UCase$(Left$(FName, 2)) + " is
not ready. Please try again! Press CTR-ALT-DEL then
click END TASK and recheck input file!"
    Case 76
      Msg = "Specified path doesn't exist. Press CTR-
ALT-DEL then click END TASK and recheck input
file!"
    Case CDERR_CANCEL
      Exit Sub
    Case Else
      If Filenumber <> 0 Then Close #Filenumber
      Msg = "Error " & Err & " occurred. Press CTR-
ALT-DEL then click END TASK "
End Select
FName = ""
If Msg <> "" Then MsgBox Msg,
MB_ICONINFORMATION, "NRMIDoFS Error!"
Resume

End Sub

Private Sub OpenFile(FileName As String, Ndof As
Integer, Dampratio As Single, Dt As Single, Tmax As
Single, Sg, h() As Single, Mass() As Single, KK() As
Single, Pt() As Single)
If FileName = "" Then
  mnuAnalyze.Visible = False
  Exit Sub
End If

ChDir App.Path
Filenumber = FreeFile

Dim Temp As String
Open FileName For Input As #Filenumber
  Input #Filenumber, TempS
  ' Check file of type
  Select Case UCase$(Left$(TempS, 7))
    Case "NRMIDOFS"
      Line Input #Filenumber, TitlesS
      Input #Filenumber, TitlesS
      Input #Filenumber, Ndof, Dampratio, Dt, Tmax,
Sg

      ReDim h(Ndof) As Single, Mass(Ndof) As
Single, KK(Ndof) As Single
      Line Input #Filenumber, TempS
      Input #Filenumber, TitlesS
      ' Read Joint Coordinates
      For i = 1 To Ndof
        Input #Filenumber, n
        Input #Filenumber, h(n), Mass(n), KK(n)
      Next i

    Case Else
      FileName = ""
      MsgBox "Unknown file format. Cleaning
Screen...", MB_ICONINFORMATION, "NRMIDoFS
Graphics Viewer Error"
  End Select
Close #Filenumber
End Sub
```

```
Private Sub OpenFile1(FileName As String, Ndof As
Integer, Dampratio As Single, Dt As Single, Tmax As
Single, Sg, h() As Single, Mass() As Single, KK() As
Single, Pt() As Single)
If FileName = "" Then
   mnuAnalyze.Visible = False
   Exit Sub
End If

ChDir App.Path
Filenumber = FreeFile

Dim Temp As String
Open FileName For Input As #Filenumber
   Input #Filenumber, Temp$
   ' Check file of type
   Select Case UCase$(Left$(Temp$, 10))
      Case "PERCEPATAN"
         Line Input #Filenumber, Titles$
         n = Tmax / Dt
         ' Read Member Connectivity.
         ReDim Pt(n)
         On Error Resume Next
         For i = 1 To n
            Input #Filenumber, Pt(i)
            Pt(i) = Sg * Pt(i)
         Next i
        Case Else
         FileName = ""
         MsgBox "Unknown file format. Cleaning
Screen...", MB_ICONINFORMATION, "NRMIDoFS
Graphics Viewer Error"
         mnuAnalyze.Visible = False
   End Select
Close #Filenumber

End Sub

Private Sub mnuAnalyze_Click()
   Analisa_Struktur
'  mnuDisplay.Enabled = True
   InputOmega.Visible = False
   MsgBox ("Proses analisis telah selesai....!!"), vbOKOnly
   mnuFile.Visible = False
   mnuAnalyze.Visible = False
   mnuResult.Visible = True
   txtInfo1.Visible = True
End Sub

Private Sub mnuGuling_Click()
   frmGuling.Show 1
End Sub

Private Sub mnuGyGsrDsr_Click()
   frmGGD.Show 1
End Sub

Private Sub mnuMaks_Click()
   frmMaximum.Show 1
End Sub

Private Sub mnuModeShp_Click()
   frmModeshp.Show 1
End Sub

Private Sub mnuRslDisp_Click()
   frmResult.Show 1
End Sub
Private Sub mnuRslEigen_Click()
   frmEigen.Show 1
End Sub

Private Sub Form_Load()
Timer1.Interval = 500 ' Set Interval.
Timer2.Interval = 500
Timer3.Interval = 500
 DeltaY = 7
End Sub
Private Sub Timer1_Timer()
If m = 11 Then
      For m = 0 To 10
         Label1(m).Visible = False
      Next m
      m = 0
End If
Label1(m).Visible = True
m = m + 1
End Sub

Private Sub Timer2_Timer()
If G = 6 Then
      For G = 0 To 5
         Label2(G).Visible = False
      Next G
      G = 0
End If
Label2(G).Visible = False
G = G + 1
If G = 6 Then
   G = 0
End If
Label2(G).Visible = True
End Sub

Private Sub Timer3_Timer()
  Y = Y + DeltaY
   If Y < 1 Then
   DeltaY = 2
   Label3.Caption = ""
   End If
   If Y > 7 Then
   DeltaY = -2
   Label3.Caption = "UNIVERSITAS ISLAM
INDONESIA"
   End If
End Sub


Private Sub vscroll1_Change()
Dim i As Integer
Dim Tmp$
   'Create display string from array elements
   For i = VScroll1.Value To VScroll1.Value + LINES
      Tmp$ = Tmp$ + AS(i) + vbCrLf
   Next i
   txtInfo2.Text = Tmp$
End Sub
Private Sub vscroll2_Change()
Dim i As Integer
Dim Tmp$
   'Create display string from array elements
   For i = VScroll2.Value To VScroll2.Value + LINES
      Tmp$ = Tmp$ + AS(i) + vbCrLf
   Next i
   txtInfo3.Text = Tmp$
End Sub
```

INPUTOMEGA

```
Option Explicit
Private Sub Command_Click()
    If Option1(0).Value = True Then
        frmNRMDoFS.DttxtInput1 = Int(Combo1)
    ElseIf Option1(1).Value = True Then
        frmNRMDoFS.DttxtInput2 = Int(Combo2)
    ElseIf Option1(2).Value = True Then
        frmNRMDoFS.DttxtInput1 = Int(Combo1)
        frmNRMDoFS.DttxtInput2 = Int(Combo2)
    End If
InputOmega.Visible = False
End Sub

Private Sub Option1_Click(Index As Integer)
  frmNRMDoFS.pilihan = Index + 1
  Command.Visible = True
End Sub
```

FRMRESULT

```
Option Explicit
Private Const LINES = 25
Private AS()
Private Sub CmdExit_Click()
Dim pilihan As String
  pilihan = MsgBox("Keluar dari form ini ?", vbOKCancel
  vbQuestion, "Pesan")
  If pilihan = 1 Then
    Unload Me
  Else
    frmResult.SetFocus
  End If
End Sub
Private Sub Form_Load()
  Dim wess$
  Dim n
  Dim filnum As Integer
  filnum = FreeFile
  'load dynamic string array from large text file
  wess$ = Left(Dir(Filename), Len(Dir(Filename)) - 4)
  Open App.Path & "\" & wess$ & ".RSL" For Input As
filnum
  Do Until EOF(1)
    n = n + 1
    ReDim Preserve AS(n + LINES)
    Line Input #1, AS(n)
  Loop
  Close #1
  'set scrollbar properties
  With vsbTest
    .Min = 1
    If n > 32730 Then
      .Max = n
    Else
      .Max = 32730
    End If
    .SmallChange = 1
    .LargeChange = n \ 10
  End With
End Sub

Private Sub vsbTest_Change()
Dim i As Integer
Dim TmpS
  'Create display string from array elements
  For i = vsbTest.Value To vsbTest.Value + LINES
    TmpS = TmpS + AS(i) + vbCrLf
    Next i
    TxtTest.Text = TmpS
End Sub
```

MODULE 1(NRMDOFS.BAS)

```
Option Base 1
Public Filenumber As Integer, Ndof As Integer,
Filename As String, Mass() As Single, KK() As Single,
Pt() As Single
Public Dampratio As Single, Tmax As Single, Dt As
Single, h() As Single
Sub Cetak_Hasil(CMass() As Single, CEigenVal() As
Single, Decomposed, Filenumber As Integer, Ndof As
Integer, ModeShp() As Single, ModeShp1() As Single)
'variabel u/ sorting
Dim A As Integer
Dim B As Integer
Dim BanyakData As Integer
Dim TukarVar As Single

ReDim EE(Ndof) As Single
CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)

If Not Decomposed Then
  Dim NDoF2 As Integer
  NDoF2 = Ndof * 2
  For i = 1 To NDoF2
    j = Ndof - i + 1
    Swap CEigenVal(i), CEigenVal(j)
    For K = 1 To Ndof
      Swap ModeShp(K, i), ModeShp(K,j)
    Next K
  Next i
End If


For i = 1 To Ndof
  For j = 1 To Ndof
    Sum = 0
    For K = 1 To Ndof
      Sum = Sum + ModeShp(K, i) * CMass(K, j)
    Next K
    EE(j) = Sum
  Next j
  Sum = 0
  For j = 1 To Ndof
    Sum = Sum + EE(j) * ModeShp(j, i)
  Next j
  Sum = Sqr(Sum)
  For j = 1 To Ndof
    ModeShp(j, i) = ModeShp(j, i) / Sum
  Next j
Next i
'logic modeshp

Dim qw As Single
Dim qe As Single
On Error Resume Next
For i = 1 To Ndof
  qw = 1
  qe = qw
  For j = 1 To Ndof
    If ModeShp(j, i) * ModeShp(j + 1, i) > 0 Then
      qw = qe
    ElseIf ModeShp(j, i) * ModeShp(j + 1, i) < 0
Then
      qw = qw + 1
```

```
            qe = qw
          End If
          qe = qw
        Next j
        For j = 1 To Ndof
          ModeShp1(j, qe) = ModeShp(j, i)
        Next j
      Next i


      '----------------------------------------
      ' sorting
      '----------------------------------------
      BanyakData = Ndof
      For A = 1 To BanyakData
        For B = A + 1 To BanyakData
          If CEigenVal(A) > CEigenVal(B) Then GoTo
      LompatTali 'Ascending
          TukarVar = CEigenVal(A)
          CEigenVal(A) = CEigenVal(B)
          CEigenVal(B) = TukarVar
      LompatTali:
        Next B
      Next A

      CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)
      Print #Filenumber, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat pada
      file =nama file input   .MDS)"
      Print #Filenumber,
      Print #Filenumber, "MODE SHAPE"
      Print #Filenumber,
      For i = 1 To Ndof
        For j = 1 To Ndof
          Print #Filenumber, Format(ModeShp1(i, j),
      "+#.0##E+00"),
        Next j
        Print #Filenumber,
      Next i
      Close #Filenumber

      wess$ = Left$(Dir(Filename), Len(Dir(Filename)) - 4)
      Filenumber = FreeFile: Open App.Path & "\" & wess$ &
      ".EGN" For Output As #Filenumber
      Print #Filenumber, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat pada
      file =nama file input   .EGN)"
      Print #Filenumber,

      For i = 1 To Ndof
        CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)
        Print #Filenumber, "MODE KE    " & i
        Print #Filenumber, "    Frekuensi Sudut(Omega) = " &
      CEigenVal(i) & "  Rad dt"
        F = CEigenVal(i) / (44 / 7)
        Print #Filenumber, "    Frekuensi = " & F & "  Hz"
        Print #Filenumber, "    Perioda = " & 1 / F & "  dt"
        Print #Filenumber,
      Next i
      Erase EE
      End Sub

      Sub Kekakuan_dan_Matrik_massa(CMass() As Single,
      Ndof As Integer, StiffS() As Single)
      ReDim StiffS(Ndof, Ndof), CMass(Ndof, Ndof)

      For B = 1 To Ndof
        For K = 1 To Ndof
          If B = K Then
          If (K - 1 > 0) Then StiffS(B, K - 1) = -KK(B)
          If (K + 1 <= Ndof) Then StiffS(B, K + 1) = -KK(B)
          If (B - 1) <= Ndof Then StiffS(B, K) = KK(B) +
      KK(B - 1) Else StiffS(B, K) = KK(B)
          End If
        Next K
      Next B

      For B = 1 To Ndof
        For K = 1 To Ndof
          If B = K Then CMass(B, K) = Mass(B)
        Next K
      Next B

      For i = 2 To Ndof
        For j = 1 To i - 1
          StiffS(j, i) = StiffS(i, j)              ' Place a lower
      triangular term into an upper triangular position
          CMass(j, i) = CMass(i, j)
        Next j
      Next i

      End Sub
      Sub Simetrik_standar(CMassU() As Single, CMass()
      As Single, Decomposed, Ndof As Integer, StiffS() As
      Single, U() As Single)

      CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)
      ReDim U(Ndof, Ndof), CMassU(Ndof, Ndof)

      For i = 1 To Ndof
        For j = 1 To Ndof
          U(i, j) = StiffS(i, j)
        Next j
      Next i

      Decomposed = False
      Decompose U(), Ndof, Singular

      If Not Singular Then
        frmNRMDoFS.txtInfo1.Text = "Stiffness Matrix
      decomposed."
        For i = 1 To Ndof
          For j = 1 To Ndof
            CMassU(i, j) = CMass(i, j)
          Next j
        Next i
      Else
        For i = 1 To Ndof
          For j = 1 To Ndof
            U(i, j) = CMass(i, j)
          Next j
        Next i

        Decomposed = True
        Decompose U(), Ndof, Singular

        If Not Singular Then
          frmNRMDoFS.txtInfo1.Text =
      frmNRMDoFS.txtInfo1.Text + CRLF + "Stiffness
      Matrix not positive definite, Mass Matrix decomposed."
          For i = 1 To Ndof
            For j = 1 To Ndof
              CMassU(i, j) = StiffS(i, j)
            Next j
          Next i
        Else
          frmNRMDoFS.txtInfo1.Text =
      frmNRMDoFS.txtInfo1.Text + CRLF + "Stiffness
      Matrix and Mass Matrix not positive definite, execution
      terminated."
```

```
            Singular = True
            Exit Sub
        End If
    End If

    InvertMatrix U(), Ndof

    For i = 1 To Ndof
        iI = Ndof - i + 1
        For j = 1 To Ndof
            JI = Ndof - j + 1
            Temp = 0
            For K = 1 To JI
                Temp = Temp + U(JI, K) * CMassU(iI, K)
            Next K
            CMassU(iI, JI) = Temp
        Next j
    Next i


    For i = 1 To Ndof
        iI = Ndof - i + 1
        For Ji = 1 To Ndof
            Temp = 0
            For K = 1 To iI
                Temp = Temp + CMassU(K, JI) * U(iI, K)
            Next K
            CMassU(iI, JI) = Temp
        Next JI
    Next i

    End Sub

    Sub CariEigen(A() As Single, n As Integer, Eigenvalue()
    As Single, Eigenvector() As Single)
    CRLF = Chr$(13) + Chr$(10)
    frmNRMDoFS.txtInfo1.Text
    frmNRMDoFS.txtInfo1.Text = CRLF + "NRMDOFS 2000
    succeeded to analyze "

    Static AIK() As Single: ReDim AIK(n)
    ReDim Eigenvalue(n), Eigenvector(n, n)

    SIGMA1 = 0
    For i = 1 To n
        SIGMA1 = SIGMA1 + A(i, i) ^ 2
        Eigenvector(i, i) = 1
    Next i

    MaxIteration = 33

    For Iteration = 1 To MaxIteration
        For j = 1 To n - 1
            For K = j + 1 To n
                Q = Abs(A(j, j) - A(K, K))

                If (Q < TOLERANCE) Then
                    If (Abs(A(j, K)) < TOLERANCE) Then GoTo
    ZeroOffDiagonalElement
                P = 2 * A(j, K) * Q / (A(j, j) - A(K, K))
                SPQ = Sqr(P ^ 2 + Q ^ 2)
                CosA = Sqr((1 + Q / SPQ) / 2)
                SinA = P / (2 * CosA * SPQ)
            Else
                CosA = 1 / Sqr(2)
                SinA = CosA
            End If

            For I = 1 To n
                EVKI = Eigenvector(I, j)
                Eigenvector(I, j) = EVKI * CosA +
    Eigenvector(I, K) * SinA
                Eigenvector(I, K) = EVKI * SinA -
    Eigenvector(I, K) * CosA

                If (I <> K) Then
                    AIK(I) = A(j, i)
                    A(j, I) = CosA * AIK(I) + SinA * A(I, K)
                    If (I <> K) Then A(K, I) = SinA * AIK(I) -
    CosA * A(K, I)
                Else
                    AIK1 = A(j, I)
                    A(j, I) = CosA * AIK1 + SinA * A(K, I)
                    A(K, I) = SinA * AIK1 - CosA * A(K, I)
                End If
            Next I

            AIK(K) = SinA * AIK(j) - CosA * AIK(K)
            For I = 1 To K
                If (I = j) Then
                    A(I, K) = SinA * AIK(I) - CosA * A(I, K)
                Else
                    AKI = A(i, j)
                    A(I, j) = CosA * AKI + SinA * A(I, K)
                    A(I, K) = SinA * AKI - CosA * A(I, K)
                End If
            Next I
        Next K
    Next j


    ZeroOffDiagonalElement:
        If K <> n Then A(j, K) = 0
        SIGMA2 = 0
        For j = 1 To n
            Eigenvalue(j) = A(j, j)
            SIGMA2 = SIGMA2 + Eigenvalue(j) ^ 2
        Next j
        frmNRMDoFS.txtInfo1.Text
    frmNRMDoFS.txtInfo1.Text = CRLF + "Iteration
    number " & Iteration & "."
        If (1 - SIGMA1 / SIGMA2 < TOLERANCE) Then
            Erase AIK
            frmNRMDoFS.txtInfo1.Text
    frmNRMDoFS.txtInfo1.Text = CRLF + "Convergence
    for determination of eigenpairs reached after " &
    Iteration & " iterations."
            Converged = True
            Exit Sub
        End If
        SIGMA1 = SIGMA2
    Next Iteration

    frmNRMDoFS.txtInfo1.Text
    frmNRMDoFS.txtInfo1.Text = CRLF + "Determination
    of eigenpairs fail to converge after " & MaxIteration &
    " iterations. Execution terminated."
    Converged = False

    End Sub

    Sub EigenVector_Transformasi(CEigenVal() As Single,
    Decomposed, Ndof As Integer, ModeShp() As Single,
    U() As Single)

    If Decomposed Then
        For i = 1 To Ndof
            If CEigenVal(i) < TOLERANCE Then
```

```
        CEigenVal(i) = 0
      Else
        CEigenVal(i) = Sqr(CEigenVal(i))
      End If
    Next i
  Else
    For i = 1 To Ndof
      CEigenVal(i) = 1 / Sqr(CEigenVal(i))
    Next i
  End If
  For i = 1 To Ndof
    For j = 1 To Ndof
      Sum = 0
      For K = i To Ndof
        Sum = Sum + U(K, i) * ModeShp(K, j)
      Next K
      ModeShp(i, j) = Sum
    Next j
  Next i

  For i = 1 To Ndof
    BIG = 0
    For j = 1 To Ndof
      C1 = Abs(ModeShp(j, i))
      C2 = Abs(BIG)
      If (C1 > C2) Then BIG = C1
    Next j
    For j = 1 To Ndof
      ModeShp(j, i) = ModeShp(j, i) / BIG
    Next j
  Next i

  End Sub

  Sub Displacement_Awal(CMass() As Single, StiffS() As
  Single, Ndof As Integer, NT As Single, Dt As Single, F()
  As Single, UA() As Single)
    ND1 = Ndof + 1
    ReDim X(Ndof, ND1) As Single

    NT1 = NT + 1
    For i = 1 To Ndof
      X(i, ND1) = F(i, 1)
      For j = 1 To Ndof
        X(i, j) = CMass(i, j)
      Next j
    Next i

    SOLVER X, Ndof
    ReDim UA(Ndof, 1) As Single
    For i = 1 To Ndof
      UA(i, 1) = X(i, ND1)
    Next i
  End Sub

  Sub Damping1(ByVal Dampratio As Single, Filenumber
  As Integer, CMass() As Single, ByVal n As Single,
  DAMP() As Single, CEigenVal() As Single, DA() As
  Single)

    For j = 1 To n
      For K = i To n
        DAMP(K, j) = DAMP(K, j) + 2 * Dampratio *
  CEigenVal(frmNRMDoFS.DtxtInput1) * CMass(K, j)
      Next K
    Next j

    Print #Filenumber, "Damping Ratio = " & Dampratio
    Print #Filenumber, "Damping Matrix : "

  For i = 1 To n
    For j = 1 To n
      Print #Filenumber, Format(DAMP(j, i),
"##0.###00").
    Next j
    Print #Filenumber,
  Next i
  Close #Filenumber
  End Sub
  Sub Damping2(ByVal Dampratio As Single,
  Filenumber As Integer, StiffS() As Single, ByVal n As
  Single, DAMP() As Single, CEigenVal() As Single,
  DA() As Single)

    For j = 1 To n
      For K = 1 To n
        DAMP(K, j) = DAMP(K, j) + 2 * (Dampratio /
  CEigenVal(frmNRMDoFS.DtxtInput2)) * StiffS(K, j)

      Next K
    Next j

  Print #Filenumber, "Damping Ratio = " & Dampratio
  Print #Filenumber, "Damping Matrix : "

  For i = 1 To n
    For j = 1 To n
      Print #Filenumber, Format(DAMP(j, i),
"##0.###00").
    Next j
    Print #Filenumber,
  Next i
  Close #Filenumber
  End Sub
  Sub Damping3(ByVal Dampratio As Single,
  Filenumber As Integer, StiffS() As Single, CMass() As
  Single, ByVal n As Single, DAMP() As Single,
  CEigenVal() As Single, DA() As Single)

    For j = 1 To n
      For K = 1 To n
        DAMP(K, j) = DAMP(K, j) + (2 * Dampratio *
  (CEigenVal(frmNRMDoFS.DtxtInput1) *
  CEigenVal(frmNRMDoFS.DtxtInput2)) /
  (CEigenVal(frmNRMDoFS.DtxtInput1) +
  CEigenVal(frmNRMDoFS.DtxtInput2))) * CMass(K,
  j) + (2 * Dampratio /
  (CEigenVal(frmNRMDoFS.DtxtInput1) +
  CEigenVal(frmNRMDoFS.DtxtInput2))) * StiffS(K, j)
      Next K
    Next j

  Print #Filenumber, "Rasio Redaman = " & Dampratio
  Print #Filenumber, "Matriks Redaman : "

  For i = 1 To n
    For j = 1 To n
      Print #Filenumber, Format(DAMP(j, i),
"##0.###00"),
    Next j
    Print #Filenumber,
  Next i
  Close #Filenumber
  End Sub
  Sub SOLVER(A() As Single, Ndof As Integer)
  m = 1
  EPS = 0.0000000001
  NPLUSM = Ndof + m
  For K = 1 To Ndof
```

```
    tinggi = 0
      For K = (i + 1) To J
        tinggi = h(K) + tinggi
      Next K
      gayahor = (V(J, l) * tinggi) + gayahor
    Next J
    momen(i, l) = gayahor
  Next i

Next l

    For i = 1 To Ndof
      For l = 1 To NT
        AL = l
        t = AL * Dt
        Print #Filenumber, Tab(4); i; Tab(10); Format(t,
"#0.##0"); Tab(23); Format(UD(i, l), "##0.#####0");
Tab(37); Format(UV(i, l), "##0.#####0"); Tab(51);
Format(UA(i, l), "##0.#####0"); Tab(68); Format(IND(i, l),
"##0.#####0"); Tab(89); Format(V(i, l), "##0.#####0");
Tab(109); Format(gaya(i, l), "##0.#####0"); Tab(129);
Format(momen(i, l), "##0.#####0")
      Next l
    Next i


Close #Filenumber

wess$ = frmSave.Text1
Filenumber = FreeFile: Open frmSave.Text2 & "\" &
wess$ & ".MGL" For Output As #Filenumber
Print #Filenumber, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat pada
file *.MGL)"
Print #Filenumber,
Print #Filenumber, "Tk"; Tab(9); "Wkt(dt)"; Tab(21);
"Momen Guling"

    For i = 0 To Ndof
      For l = 1 To NT
        AL = l
        t = AL * Dt
        Print #Filenumber, Tab(4); i; Tab(10); Format(t,
"#0.##0"); Tab(23); Format(momen(i, l), "##0.#####0")
      Next l
    Next i

Close #Filenumber

wess$ = frmSave.Text1
Filenumber = FreeFile: Open frmSave.Text2 & "\" &
wess$ & ".MAX" For Output As #Filenumber
Print #Filenumber, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat pada
file *.MAX)"
Print #Filenumber,
Print #Filenumber, "Tk"; Tab(9); "Simp. Maks.(cm)";
Tab(30); "Int.Drift Maks.(%)"; Tab(55); "Gaya Hor. Tk.";
Tab(75); "G.Gs.Kom.Tk.Maks."
Print #Filenumber,
    For i = 1 To Ndof
      For l = 1 To NT
        If Abs(UD(i, l)) >= Abs(UD(i, l - 1)) Then
          UDMAKS = UD(i, l)
        Else
          UDMAKS = UD(i, l - 1)
        End If
        UD(i, l) = UDMAKS

        If Abs(IND(i, l)) >= Abs(IND(i, l - 1)) Then
          INDMAKS = IND(i, l)
        Else
          INDMAKS = IND(i, l - 1)
        End If
        IND(i, l) = INDMAKS

        If Abs(V(i, l)) >= Abs(V(i, l - 1)) Then
          VMAKS = V(i, l)
        Else
          VMAKS = V(i, l - 1)
        End If
        V(i, l) = VMAKS

        If Abs(gaya(i, l)) >= Abs(gaya(i, l - 1)) Then
          gayaMAKS = gaya(i, l)
        Else
          gayaMAKS = gaya(i, l - 1)
        End If
        gaya(i, l) = gayaMAKS
      Next l
      Print #Filenumber, i; Tab(12);
Format(Abs(UDMAKS), "##0.#####0"); Tab(33);
Format(Abs(INDMAKS), "##0.#####0"); Tab(58);
Format(Abs(VMAKS), "##0.#####0"); Tab(77);
Format(Abs(gayaMAKS), "##0.#####0")
    Next i

    Print #Filenumber,
    Print #Filenumber,
    Print #Filenumber, "Tk"; Tab(9); "Momen Guling
Maks."
    Print #Filenumber,

    For i = 0 To Ndof
      For l = 1 To NT
        If Abs(momen(i, l)) >= Abs(momen(i, l - 1))
Then
          MMAKS = momen(i, l)
        Else
          MMAKS = momen(i, l - 1)
        End If
        momen(i, l) = MMAKS
      Next l
      Print #Filenumber, i; Tab(12);
Format(Abs(MMAKS), "##0.#####0")
    Next i

Close #Filenumber

wess$ = frmSave.Text1
Filenumber = FreeFile: Open frmSave.Text2 & "\" &
wess$ & ".GGD" For Output As #Filenumber
Print #Filenumber, "NRMDOFS 2000 (Dapat dilihat
pada file *.GGD)"
Print #Filenumber,
Print #Filenumber, "Waktu"; Tab(15); "Gaya Geser
Dasar"
Print #Filenumber,

  For l = 1 To NT
  AL = l
  t = AL * Dt
    Print #Filenumber, Tab(2); Format(t, "#0.##0");
Tab(17); Format(Abs(TOTAL(l)), "##0.#####0")
  Next l

Close #Filenumber

End Sub
```

```
    DET = DET * A(K, K)
    If Abs(A(K, K)) < EPS Then Exit Sub
    KP1 = K + 1
    For j = KP1 To NPLUSM
      A(K, j) = A(K, j) / A(K, K)
    Next j
    A(K, K) = 1
    For i = 1 To Ndof
      If i = K Or A(i, K) = 0 Then GoTo 9
      For j = KP1 To NPLUSM
        A(i, j) = A(i, j) - A(i, K) * A(K, j)
      Next j
      A(i, K) = 0
9:  Next i
Next K
End Sub

Sub interpolate(Ndof As Integer, Tmax As Single, Dt As
Single, NEQ() As Single, F() As Single, P() As Single,
TC() As Single)
ReDim NEQ(Ndof) As Single, TC(Ndof) As Single
'NEQ(1) = 2
'NEQ(2) = 2
'TC(1) = 0
'TC(2) = 0.4
'P(1) = 10
'P(2) = 10

ANN = 0#
II = 1
For ID = 1 To Ndof
  NE = NEQ(ID)
  If NE = 0 Then GoTo 12
  If NE = Tmax / Dt Then NE = Tmax / Dt
  NT = TC(NE) / Dt
  NT1 = NT + 1
  NT2 = NT + 2
  F(ID, 1) = P(1)
  ANN = 0#
  II = 1
  For i = 2 To NT2
    AI = i - 1
    t = AI * Dt
    If t > TC(NE) Then GoTo 12
    If t >= TC(II + 1) Then GoTo 9
    ANN = (TC(II + 1) - t) / Dt
    II = II + 1
9:  ANN = ANN + Dt
    ReDim Preserve F(Ndof, NT2)
    F(ID, i) = P(II) + (P(II + 1) - P(II)) * ANN / (TC(II +
1) - TC(II))
  Next i
12: Next ID

End Sub
```

MODULE 3 (NUMERICS.BAS)

```
Option Base 1

Sub Decompose(A() As Single, Ndof As Integer, Singular)
' Sub program for decomposing matrix, based on Cholesky
method

For i = 1 To Ndof
  For j = i To Ndof
    Sum = A(i, j)
    For K = 1 To i - 1
      Sum = Sum - A(K, i) * A(K, j)
    Next K
    If (i = j) Then
      A(i, j) = Sum / A(i, i)
    Else
      If (Sum <= 0) Then
        Singular = True
        Exit Sub
      End If
      A(i, i) = Sqr(Sum)
    End If
  Next j
Next i

End Sub

Sub Factor(A() As Single, Ndof As Integer, Singular)

If (A(1, 1) <= 0) Then
  Singular = True
  Exit Sub
End If
For i = 2 To Ndof
  For j = 2 To i - 1
    Sum = A(j, i)
    For K = 1 To j - 1
      Sum = Sum - A(K, j) * A(K, i)
    Next K
    A(j, i) = Sum
  Next j
  Sum = A(i, i)
  For j = i To i - 1
    Temp = A(j, i) / A(j, j)
    Sum = Sum - Temp * A(j, i)
    A(j, i) = Temp
  Next j
  If (Sum <= 0) Then
    Singular = True
    Exit Sub
  End If
  A(i, i) = Sum
Next i

End Sub

Sub InvertMatrix(A() As Single, Ndof As Integer)

For i = 1 To Ndof
  A(i, i) = 1 / A(i, i)
Next i
For i = 1 To Ndof - 1
  For j = i + 1 To Ndof
    Sum = 0
    For K = i To j - 1
      Sum = Sum - A(K, i) * A(K, j)
    Next K
    A(j, i) = Sum * A(j, j)
  Next j
Next i

End Sub

Sub Solve(U() As Single, B() As Single, X() As Single,
Ndof As Integer)

For i = 1 To Ndof
  Sum = B(i)
  If (i > 1) Then
    For j = 1 To i - 1
      Sum = Sum - U(j, i) * X(j)
```

```
    Next j
  End If
  X(i) = Sum
Next i
For i = 1 To Ndof
  X(i) = X(i) - U(i, i)
Next i
For i = 1 To Ndof
  j = Ndof - i + 1
  Sum = X(j)
  If (j < Ndof) Then
    For K = j + 1 To Ndof
      Sum = Sum - U(j, K) * X(K)
    Next K
  End If
  X(j) = Sum
Next i

End Sub

Sub Swap(FirstValue As Variant, SecondValue As
Variant)

Dim Temp
Temp = FirstValue
FirstValue = SecondValue
SecondValue = Temp
End Sub
```

MODULE4 (DYNAMICS.BAS)

```
Option Base 0

Sub steps(ByVal FileName As String, Filenumber As
Integer, NT1 As Single, Dt As Single, Ndof As Integer,
DAMP() As Single, CMass() As Single, StiffS() As Single,
UD() As Single, UV() As Single, UA() As Single, F() As
Single, h() As Single) ' Hkom() As Single, momen() As
single)

THETA = 1.4
TU = THETA * Dt
A1 = 3 / TU
A2 = 6 / TU
A3 = TU / 2
A4 = A2 / TU
ND1 = Ndof + 1
NT = Tmax / Dt
s = NT * Ndof

ReDim X(Ndof, ND1) As Single, DUV(NT) As Single,
DUA(Ndof, NT1 - 1) As Single, UD(Ndof, NT) As Single,
UV(Ndof, NT) As Single, UA(Ndof, NT) As Single,
V(Ndof, NT1 - 1) As Single, IND(Ndof, NT) As Single
ReDim TOTAL(NT) As Single, gaya(Ndof, NT) As
Single, hkom(Ndof) As Single, momen(Ndof, NT) As
Single
Print #Filenumber,
Print #Filenumber, "Tk."; Tab(9); "Waktu"; Tab(22);
"Simpangan"; Tab(36); "Kecepatan"; Tab(50);
"Percepatan"; Tab(68); "Int.Drift", Tab(87); "Gy. Hor.
Tk."; Tab(107); "Gy.Geser Kom. Tk."
Print #Filenumber, Tab(10); "(dt)"; Tab(24); "(cm)";
Tab(37); "(cm/dt)"; Tab(51); "(cm/dt2)"; Tab(71); "(%)"
Print #Filenumber,
'ReDim filnum(5) As Integer

  For I = 1 To NT
    For i = 1 To Ndof
      For J = 1 To Ndof
        X(i, J) = StiffS(i, J) + A4 * CMass(i, J) + A1
* DAMP(i, J)
      Next J
    Next i

    AL = 1
    t = AL * Dt

    For i = 1 To Ndof
      X(i, ND1) = F(i, I + 1) + (F(i, I + 2) - F(i, I + 1))
* (THETA - 1) - F(i, I)
      For J = 1 To Ndof
        X(i, ND1) = X(i, ND1) + (CMass(i, J) * A2 -
DAMP(i, J) * 3) * UV(J, I - 1) + (CMass(i, J) * 3 + A3
* DAMP(i, J)) * UA(J, I - 1)
      Next J
    Next i

  SOLVER X(), Ndof

  For i = 1 To Ndof
    DUA(i, I) = A4 * X(i, ND1) - A2 * UV(i, I - 1) - 3
* UA(i, I - 1)
    DUA(i, I) = DUA(i, I) / THETA
    DUV(I) = Dt * UA(i, I - 1) + Dt * DUA(i, I) / 2
    UD(i, I) = UD(i, I - 1) + Dt * UV(i, I - 1) + Dt ^ 2
* UA(i, I - 1) / 2 + Dt ^ 2 * DUA(i, I) / 6
    UV(i, I) = UV(i, I - 1) + DUV(I)
  Next i

  For i = 1 To Ndof
    X(i, ND1) = F(i, I + 1)
    For J = 1 To Ndof
      X(i, ND1) = X(i, ND1) - StiffS(i, J) * UD(J, I) -
DAMP(i, J) * UV(J, I)
      X(i, J) = CMass(i, J)
    Next J
  Next i

  SOLVER X(), Ndof

  For i = 1 To Ndof
    UA(i, I) = X(i, ND1)
  Next i


  For i = 0 To Ndof - 1
    IND(i + 1, I) = ((UD(i + 1, I) - UD(i, I)) / h(i + 1) *
100)
  Next i

  For B = 1 To Ndof
    For K = 1 To Ndof
      V(B, I) = V(B, I) + StiffS(B, K) * UD(K, I)
    Next K
    TOTAL(I) = TOTAL(I) + V(B, I)
  Next B

  For i = 1 To Ndof
    If i = 1 Then
      gaya(i, I) = TOTAL(I)
    ElseIf i > 1 Then
      gaya(i, I) = gaya(i - 1, I) - V(i - 1, I)
    End If
  Next i

  For i = 0 To Ndof
  gayahor = 0
    For J = (i + 1) To Ndof
```