

TESIS
RESPON TUMBUKAN BANGUNAN ELASTIK
(POUNDING RESPONSE IN ELASTIC BUILDING)

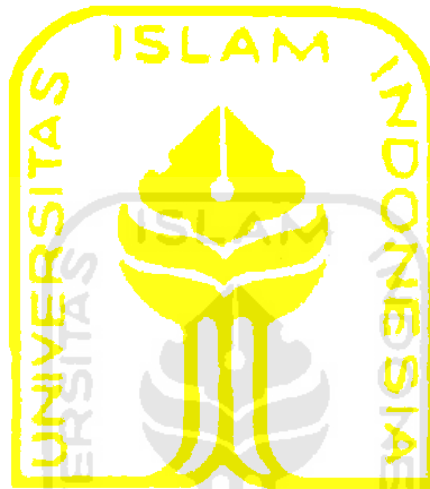


MAGISTER TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2011

HALAMAN PENGESAHAN

TESIS

RESPON TUMBUKAN BANGUNAN ELASTIK



Disusun Oleh :

Johan Budianto

07 914 013

Telah Diperiksa dan Disetujui :

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Prof. Ir. Sarwidi, MSCE, Ph.D

Dr. Ir. Harsoyo. M.Sc.

Tanggal :

Tanggal :

HALAMAN PENGESAHAN

TESIS
RESPON TUMBUKAN BANGUNAN ELASTIK

Disusun Oleh :

Johan Budianto

07 914 013

Telah Diuji di Dewan Penguji
pada tanggal ...

Dan dinyatakan telah memenuhi syarat untuk diterima

Dudunan Dewan Penguji

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

Dosen Penguji

(Prof. Ir. Sarwidi, MSCE, Ph.D)

(Dr. Ir. Harsoyo. M.Sc.)

(Prof. Ir. Widodo, MSCE, Ph.D)

Yogyakarta,

Universitas Islam Indonesia

Manajemen Rekayasa Kegempaan

Program Pascasarjana Magister teknik Sipil

Ketua Program,

(Prof. Ir. Widodo, MSCE, Ph.D)

KATA PENGANTAR



Assalamu'alaikum Wr. Wb.

Puji syukur kita panjatkan kehadirat Allah SWT karena berkat rahmat dan hidayah-Nya laporan tugas akhir dengan judul **“RESPON TUMBUKAN BANGUNAN ELASTIK”** dapat terselesaikan dengan baik. Shalawat dan salam senantiasa tercurahkakan kepada junjungan Nabi Muhammad SAW beserta keluarga dan para sahabatnya. Tugas akhir ini disusun sebagai salah satu prasyarat untuk menyelesaikan jenjang strata satu (S-1) pada jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Tugas akhir merupakan sarana bagi mahasiswa untuk dapat mengaplikasikan ilmu dan pengetahuan yang telah didapat selama mengikuti perkuliahan di Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan jurusan teknik sipil.

Selama pelaksanaan tugas akhir dan penyelesaian laporan tugas akhir ini, tak lepas dari hambatan, rintangan dan tantangan. Namun berkat motivasi, Informasi, dan konsultasi akhirnya alhamdulillah semua dapat teratasi. Untuk itu, tidak berlebih kiranya, jika ada kesempatan untuk menyampaikan rasa hormat sebagai rasa ungkapan rasa terima kasih kepada :

1. Ibu,
2. Ibu,
3. Ibu,
4. Ayah,
5. Kakakku Arief Oktava dan Mbak Anti,
6. Prof. Dr. .Edy Suandi Hamid, M.Ec, selaku Rektor Universitas Islam Indonesia Jogjakarta,
7. Bapak Prof. Ir. Mochammad Teguh, MSCE. Ph.D, Selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,

8. Bapak Prof. Ir. Widodo, MSCE, Ph.D selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan,
9. Bapak Prof. Ir. Sarwidi, MSCE, Ph.D selaku Dosen Pembimbing 1 yang banyak memberikan arahan-arahan dan motivasi sehingga laporan ini dapat terselesaikan,
10. Bapak Dr. Ir. Harsoyo, M.Sc, selaku Dosen Pembimbing II yang banyak memberikan arahan-arahan dan motivasi sehingga laporan ini dapat terselesaikan,
11. Dinas Pendidikan Nasional, telah memberikan kepercayaan dan bantuan materiil kepada kami sehingga kami menjadi salah satu penerima dari program beasiswa unggulan sehingga kami dapat menyelesaikan tesis ini,
12. Staf pengajar Program Manajemen Rekayasa Kegempaan serta seluruh staf administrasi yang memperlancar tersusunnya tesis ini,
13. Rekan-rekan Manajemen Rekayasa Kegempaan Teknik Sipil UII, dan
14. Semua pihak yang tidak dapat kusebutkan satu per satu.

Akhirnya besar harapan penyusunan laporan ini dapat berguna bagi pembaca pada umumnya. Jika ada kesalahan-kesalahan dalam penulisan laporan mohon dimaafkan. Besar harapan penyusun dari pembaca untuk memberikan kritik dan saran untuk kesempurnaan laporan ini.

Wassalamu'alaikum Wr.Wb

Yogyakarta, Maret 2011

Penulis

Johan Budianto

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR IS	vi
DAFTAR TABEL.....	ix
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR NOTASI.....	xv
ABSTRAK.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	8
1.3 Tujuan Penelitian.....	8
1.4 Manfaat Penelitian.....	8
1.5 Batasan Masalah	8
1.6 Sistematika Penulisan.....	9
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Hasil-Hasil Penelitian Terdahulu.....	11
2.2 Keaslian Penelitian	11
BAB III LANDASAN TEORI	
3.1 Persamaan Diferensial Dasar pada Getaran Struktur (Single degree of freedom /SDOF)	12
3.2 Redaman (c)	14
3.3 Kekakuan (k)	17
3.4 Persamaan Diferensial Struktur Multi Degree of Freedom (MDOF)	19
3.5 Eigenproblem (Nilai karakteristik)	21
3.6 Frekuensi Sudut (ω)	22
3.7 Normal Mode.....	22
3.8 Hubungan Orthogonal.....	27

3.9	Central Difference methods.....	30
3.10	Modal Analisis (mode superposition methods)	31
3.11	Gaya Pounding.....	38
3.12	Hipotesis	40
BAB IV METODE PENELITIAN		
4.1	PENGERTIAN	41
4.2	MODEL STRUKTUR.....	41
4.3	DATA	42
4.3.1	Massa	42
4.3.2	Bentang	42
4.3.3	Tinggi lantai.....	42
4.3.4	Damping Ratio (ξ).....	42
4.3.5	Rekaman Gempa.....	43
4.3.6	Nilai gap (separasi)	45
4.4	Analisis	45
4.5	Hasil	46
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN		
5.1	Pendahuluan.....	48
5.2	Perhitungan Properties Bangunan.....	49
5.3	Verifikasi	50
5.4	Perbandingan dilatasi.....	90
5.5	Perbandingan Simpangan	92
5.5.1	<i>Low Rise</i> (3 lantai)	93
5.5.2	<i>Mid Rise</i> (7 lantai)	97
5.5.3	<i>high rise</i> (10 lantai)	101
5.6	Perbandingan Gaya.....	105
5.6.1	Perbandingan gaya pada <i>Low Rise</i>	105
5.6.2	Perbandingan gaya pada <i>Mid Rise</i>	109
5.6.3	Perbandingan gaya pada <i>High Rise</i>	112
5.7	Status dari <i>drift rasio</i>	117
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		

6.1 Kesimpulan	119
6.2 Saran	120
DAFTAR ISI.....	121
LAMPIRAN.....	122



DAFTAR TABEL

Tabel 4.1	Nilai-nilai rasio redaman ξ untuk berbagai jenis dan kondisi	43
Tabel 4.2	Percepatan gempa.....	45
Tabel 5.1	<i>Cluster Variabel</i>	48
Tabel 5.2	Hasil Perhitungan <i>Mode Shape</i> Bangunan Pertama.....	53
Tabel 5.3	Hasil perhitungan struktur 1 yang akan dimasukkan dalam persamaan 3.101.....	56
Tabel 5.4	Hasil Perhitungan <i>Mode Shape</i> Bangunan kedua	59
Tabel 5.5	Hasil perhitungan struktur 2 yang akan dimasukkan dalam persamaan 3.101.....	63
Tabel 5.6	Perbandingan Nilai <i>GAP</i> dari beberapa <i>Variabel</i>	73



DAFTAR GAMBAR

Gambar1.1	Peta Geologi Indonesia	1
Gambar1.2	Bentuk bangunan dan denah yang tidak simetris.....	2
Gambar1.3	<i>Soft storey</i>	2
Gambar1.4	<i>Bad mass distribution</i>	2
Gambar 1.5	<i>Set-back</i>	3
Gambar 1.6	<i>Structure pounding</i>	3
Gambar 1.7	Kerusakan akibat terjadinya <i>Pounding</i>	4
Gambar 1.8	Bangunan yang memiliki 8 lantai mengalami kerusakan pada lantai teratas akibat terjadi tumbukan dengan bangunan disampingnya	4
Gambar 1.9	Kerusakan akibat terjadinya <i>Pounding</i>	5
Gambar 1.10	Kerusakan akibat terjadinya <i>Pounding</i>	5
Gambar 1.11	kerusakan bangunan akibat <i>Pounding</i>	6
Gambar 1.12	kerusakan jembatan akibat <i>Pounding</i>	6
Gambar 1.13	Desain perencanaan jembatan Janti	7
Gambar 1.14	Potongan Memanjang Lokasi Kerusakan Fakultas Hukum	7
Gambar 1.15	Kerusakan Pada daerah Benturan	7
Gambar 3.1	Permodelan struktur	12
Gambar 3.2	Keseimbangan gaya dinamik dengan f_s , F_d , dan F_i	14
Gambar 3.3	Kekakuan kolom jepit-jepit	17
Gambar 3.4	Beberapa Kondisi Pengekangan Kolom oleh Balok-Balok	19
Gambar 3.5	Struktur 3-DOF, Model matematik dan Free Body Diagram	20
Gambar 3.6	Frekuensi Sudut	22
Gambar 3.7	Bangunan 2-DOF dan Model matematik	23
Gambar 3.8	Ragam goyang	26
Gambar 3.9	<i>Prinsip Metode Central Difference</i>	30

Gambar 3.10	Prinsip Metode Superposisi	32
Gambar 3.11	Kemungkinan Kondisi pertama	34
Gambar 3.12	Kemungkinan Kondisi Kedua	34
Gambar 3.13	Kemungkinan Kondisi ketiga	35
Gambar 3.14	Modelling struktur tumbukan	39
Gambar 3.15	Perjanjian tanda arah simpangan	39
Gambar 4.1	Model lantai 10 dengan lantai 10	41
Gambar 4.2	Model lantai 7 dengan lantai 7	42
Gambar 4.3	Model lantai 3 dengan lantai 3	42
Gambar 4.4	Rekaman gempa bucharest	43
Gambar 4.5	Rekaman gempa parkfield	44
Gambar 4.6	Peta wilayah gempa	44
Gambar 4.7	<i>Flowchart</i> tahapan analisa	47
Gambar 5.1	Hasil Perhitungan modeshape dengan bantuan <i>software Matlab</i>	53
Gambar 5.2	Hasil Perhitungan kecepatan sudut dengan bantuan <i>software Matlab</i>	54
Gambar 5.3	Hasil Perhitungan Hubungan orthogonal dengan bantuan <i>software Matlab</i>	56
Gambar 5.4	Hasil Perhitungan nilai a,b,c dengan bantuan <i>software Matlab</i>	57
Gambar 5.5	Hasil Perhitungan modeshape dengan bantuan <i>software Matlab</i>	60
Gambar 5.6	Hasil Perhitungan kecepatan sudut dengan bantuan <i>software Matlab</i> Cek hubungan orthogonal	61
Gambar 5.7	Hasil Perhitungan Hubungan orthogonal dengan bantuan <i>software Matlab</i>	62
Gambar 5.8	Hasil Perhitungan nilai a,b,c dengan bantuan <i>software Matlab</i>	63
Gambar 5.9	Hasil perhitungan respon tumbukan dengan <i>software Matlab</i> dengan gap=0,2cm	64

Gambar 5.10	Grafik respon simpangan gap = 0.2 cm	65
Gambar 5.11	Grafik respon gaya tumbukan gap = 0.2 cm.....	65
Gambar 5.12	Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 5 detik.....	66
Gambar 5.13	Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 5 detik	66
Gambar 5.14	Grafik detail respon simpangan 5 detik sampai 10 detik.....	67
Gambar 5.15	Grafik detail respon gaya tumbukan 5 detik sampai 10 detik	67
Gambar 5.16	Grafik detail respon simpangan 10 detik sampai 15 detik ..	68
Gambar 5.17	Grafik detail respon gaya tumbukan 10 detik sampai 15 detik	68
Gambar 5.18	Grafik detail respon simpangan 15 detik sampai 20 detik...	69
Gambar 5.19	Grafik detail respon gaya tumbukan 15 detik sampai 20 detik.....	69
Gambar 5.20	Grafik detail respon simpangan 20 detik sampai 25 detik ..	70
Gambar 5.21	Grafik detail respon gaya tumbukan 20 detik sampai 25 detik	70
Gambar 5.22	Grafik detail respon simpangan 25 detik sampai 30 detik ..	71
Gambar 5.23	Grafik detail respon gaya tumbukan 25 detik sampai 30 detik	71
Gambar 5.24	Hasil perhitungan respon tumbukan dengan software Matlab dengan gap=0,2cm.....	72
Gambar 5.25	Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 30 detik	73
Gambar 5.26	Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 30 detik	73
Gambar 5.27	Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 5 detik	74
Gambar 5.28	Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 5 detik	74
Gambar 5.30	Grafik detail respon simpangan 5 detik sampai 10 detik	75
Gambar 5.31	Grafik detail respon gaya tumbukan 5 detik sampai 10 detik	75

Gambar 5.32	Grafik detail respon simpangan 10 detik sampai 15 detik ..	76
Gambar 5.33	Grafik detail respon gaya tumbukan 10 detik sampai 15 detik	76
Gambar 5.34	Grafik detail respon simpangan 15 detik sampai 20 detik ..	77
Gambar 5.35	Grafik detail respon gaya tumbukan 15 detik sampai 20 detik	77
Gambar 5.36	Grafik detail respon simpangan 20 detik sampai 25 detik ..	78
Gambar 5.37	Grafik detail respon gaya tumbukan 20 detik sampai 25 detik	78
Gambar 5.38	Grafik detail respon simpangan 25 detik sampai 30 detik ..	79
Gambar 5.39	Grafik detail respon gaya tumbukan 25 detik sampai 30 detik	79
Gambar 5.40	Hasil perhitungan respon tumbukan dengan software Matlab dengan gap = 0.6 cm	80
Gambar 5.41	Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 30 detik	81
Gambar 5.42	Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 30 detik	81
Gambar 5.43	Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 5 detik	82
Gambar 5.44	Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 5 detik	82
Gambar 5.45	Grafik detail respon simpangan 5 detik sampai 10 detik	83
Gambar 5.46	Grafik detail respon gaya tumbukan 5 detik sampai 10 detik	83
Gambar 5.47	Grafik detail respon simpangan 10 detik sampai 15 detik ..	84
Gambar 5.48	Grafik detail respon gaya tumbukan 10 detik sampai 15 detik	84
Gambar 5.49	Grafik detail respon simpangan 15 detik sampai 20 detik ..	85
Gambar 5.50	Grafik detail respon gaya tumbukan 15 detik sampai 20 detik	85
Gambar 5.51	Grafik detail respon simpangan 20 detik sampai 25 detik ..	86

Gambar 5.52	Grafik detail respon gaya tumbukan 20 detik sampai 25 detik	86
Gambar 5.53	Grafik detail respon simpangan 25 detik sampai 30 detik ..	87
Gambar 5.54	Grafik detail respon gaya tumbukan 25 detik sampai 30 detik	87
Gambar 5.55	Hasil perhitungan respon tumbukan dengan software Matlab	88
Gambar 5.55a	Grafik detail respon Simpangan 0 detik sampai 30 detik ...	89
Gambar 5.55b	Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 30 detik	89
Gambar 5.56	Grafik Simpangan Antara Tumbukan dengan Tanpa Tumbukan.....	92
Gambar 5.57	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur Low Rise dengan Gempa Parkfield	93
Gambar 5.58	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku Low Rise dengan Gempa Parkfield	93
Gambar 5.59	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku Low Rise dengan Gempa Parkfield	94
Gambar 5.60	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur Low Rise dengan Gempa Bucharest	94
Gambar 5.61	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku Low Rise dengan Gempa Bucharest	95
Gambar 5.62	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku Low Rise dengan Gempa Bucharest	95
Gambar 5.63	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur Mid Rise dengan Gempa Parkfield	97
Gambar 5.64	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku Mid Rise dengan Gempa Parkfield	97
Gambar 5.65	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku Mid Rise dengan Gempa Parkfield	98

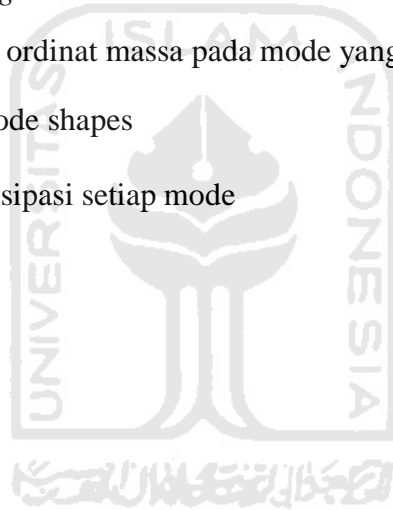
Gambar 5.66	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur Mid Rise dengan Gempa Bucharest	98
Gambar 5.67	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku Mid Rise dengan Gempa Bucharest	99
Gambar 5.68	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku Mid Rise dengan Gempa Bucharest	99
Gambar 5.69	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur High Rise dengan Gempa Parkfield	101
Gambar 5.70	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku High Rise dengan Gempa Parkfield.....	101
Gambar 5.71	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku High Rise dengan Gempa Parkfield	102
Gambar 5.72	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur High Rise dengan Gempa Bucharest	102
Gambar 5.73	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku High Rise dengan Gempa Bucharest	103
Gambar 5.74	Grafik GAP dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku High Rise dengan Gempa Bucharest.....	103
Gambar5.75	Grafik hubungan gaya tumbukan low rise pada struktur lentur-lentur dengan GAP untuk Gempa Parkfield	105
Gambar5.76	Grafik hubungan gaya tumbukan low rise pada struktur lentur-kaku dengan GAP untuk Gempa Parkfield	106
Gambar5.77	Grafik hubungan gaya tumbukan low rise pada struktur kaku-kaku dengan GAP untuk Gempa Parkfield	106
Gambar5.78	Grafik hubungan gaya tumbukan low rise pada struktur lentur-lentur dengan GAP untuk Gempa Bucharest	107
Gambar5.79	Grafik hubungan gaya tumbukan low rise pada struktur lentur-kaku dengan GAP untuk Gempa Bucharest.....	107
Gambar5.80	Grafik hubungan gaya tumbukan low rise pada struktur kaku-kaku dengan GAP untuk Gempa Bucharest	108

Gambar5.81	Grafik hubungan gaya tumbukan mid rise pada struktur lentur-lentur dengan GAP untuk Gempa Parkfield	109
Gambar5.82	Grafik hubungan gaya tumbukan mid rise pada struktur lentur-kaku dengan GAP untuk Gempa Parkfield	109
Gambar5.83	Grafik hubungan gaya tumbukan mid rise pada struktur kaku-kaku dengan GAP untuk Gempa Parkfield	110
Gambar5.84	Grafik hubungan gaya tumbukan mid rise pada struktur lentur-lentur dengan GAP untuk Gempa Bucharest	110
Gambar5.85	Grafik hubungan gaya tumbukan mid rise pada struktur lentur-kaku dengan GAP untuk Gempa Bucharest	111
Gambar5.86	Grafik hubungan gaya tumbukan mid rise pada struktur kaku-kaku dengan GAP untuk Gempa Bucharest	111
Gambar5.87	Grafik hubungan gaya tumbukan high rise pada struktur lentur-lentur dengan GAP untuk Gempa Parkfield	113
Gambar5.88	Grafik hubungan gaya tumbukan high rise pada struktur lentur-kaku dengan GAP untuk Gempa Parkfield	113
Gambar5.89	Grafik hubungan gaya tumbukan high rise pada struktur kaku-kaku dengan GAP untuk Gempa Parkfield	114
Gambar5.90	Grafik hubungan gaya tumbukan high rise pada struktur lentur-lentur dengan GAP untuk Gempa Bucharest	114
Gambar5.91	Grafik hubungan gaya tumbukan high rise pada struktur lentur-kaku dengan GAP untuk Gempa Bucharest	115
Gambar5.92	Grafik hubungan gaya tumbukan high rise pada struktur lentur-kaku dengan GAP untuk Gempa Bucharest.....	115

DAFTAR NOTASI

A_o	=	Percepatan puncak muka tanah
C_m	=	Koefisien kekakuan Muto
d	=	Nilai <i>GAP</i>
E	=	Modulus elastisitas
g	=	Percepatan gravitasi
H	=	Tinggi bangunan total dalam meter diukur dari sistem penjepitan lateral struktur
I	=	Faktor keutamaan
I	=	Momen inersia
K_{eq}	=	Kekakuan total
K_f	=	Kekakuan kolom jepit-jepit
K_m	=	Kekakuan kolom Muto
M_n	=	Momen Nominal
$P(t)$	=	Pembebanan dinamik
R	=	Faktor reduksi gempa
R	=	Percepatan akibat tumbukan
T	=	Waktu getar alami struktur
y	=	Simpangan
Z_j	=	Nilai faktor amplitudo
$[C]$	=	Damping matriks
$[M]$	=	Mass matriks
$[K]$	=	Matrik kekakuan
$\{\ddot{Y}\}$	=	Vektor percepatan
$\{\dot{Y}\}$	=	Vektor kecepatan

- $\{Y\}$ = Vektor simpangan
 $\{P(t)\}$ = Vektor beban
 ϕ = Sudut rotasi join
 $\sum K_{ba}$ = Jumlah kekakuan relatif balok yang bertemu pada join atas
 $\sum K_{bb}$ = Jumlah kekakuan relatif balok yang bertemu pada join bawah
 ω_d = Frekuensi sudut pada struktur dengan redaman (*damped frequency*)
 ω = Frekuensi sudut pada struktur yang dianggap tanpa redaman
 ξ = Nilai *damping ratio*
 $\{\phi\}$ = Adalah suatu ordinat massa pada mode yang ke-1
 ϕ_{ij} = Koordinat mode shapes
 Γ_j = Besaran partisipasi setiap mode



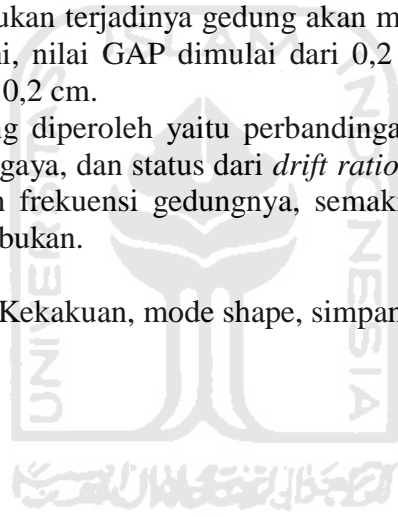
ABSTRAK

Gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 menimbulkan berbagai kerusakan bangunan. Salah satu berbagai macam kerusakan akibat terjadinya gempa adalah adanya suatu gaya tumbukan dua gedung yang saling berdekatan. Contoh kerusakan akibat adanya gaya tumbukan seperti kerusakan joint balok kolom,

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui seberapa besar respon getaran gedung yang terjadi akibat adanya suatu tumbukan. Pertama, Jenis gedung yang akan diteliti berupa *low rise*, *mid rise*, dan *high rise*. Disetiap jenis gedung kemudian dipecah lagi berdasarkan frekuensi bangunan yaitu berfrekuensi tinggi dan rendah. Kedua, jenis percepatan gempa. percepatan gempa kemudian dibagi menjadi dua yaitu percepatan gempa dengan frekuensi tinggi (*Parkfield*) dan frekuensi rendah (*bucharest*). Dua percepatan gempa tersebut kemudian disesuaikan diwilayah Yogyakarta berdasarkan SNI-1726-2002. Ketiga, *GAP*. Nilai *GAP* sangat menentukan terjadinya gedung akan mengalami tumbukan atau tidak. Untuk penelitian ini, nilai *GAP* dimulai dari 0,2 cm sampai tidak terjadi tumbukan dengan interval 0,2 cm.

Hasil penelitian yang diperoleh yaitu perbandingan dilatasi, perbandingan simpangan, perbandingan gaya, dan status dari *drift ratio*. Secara global, Semakin pendek nilai *GAP*nya dan frekuensi gedungnya, semakin besar gaya tumbukan dan simpangan akibat tumbukan.

Kata Kunci: Massa, Kekakuan, mode shape, simpangan, gaya *Pounding*.



ABSTRACT

May 27, 2006 Yogyakarta earthquake caused various damages to buildings. One of the various kinds of damage caused by the earthquake is the existence of a force of collision of two buildings adjacent to each other (pounding). Examples of damage caused by the collision of styles such as beam column joint damage, column, etc.

This study aims to find out how big the building vibration response that occurs as a result of a collision. First, the type of building that will be investigated in the form of low rise, mid rise and high rise. In every type of building and then split again based on the frequency building namely high and low frequency. Second, the type of earthquake acceleration. earthquake acceleration is then divided into two, namely the acceleration of earthquakes with high frequency (Parkfield) and low frequency (Bucharest). Two earthquake acceleration is then adjusted in the region of Yogyakarta on the base on SNI-1726-2002. Third, GAP. GAP value determines the building will experience a collision or not. For this study, the GAP started from 0.2 cm to avoid collision with intervals of 0.2 cm.

The results obtained by the comparison of dilatation, the ratio of deviation, comparison of styles, and status of the drift ratio. Globally, the shorter its GAP value and frequency of the building, the greater the force of collisions and the deviation due to the collision.

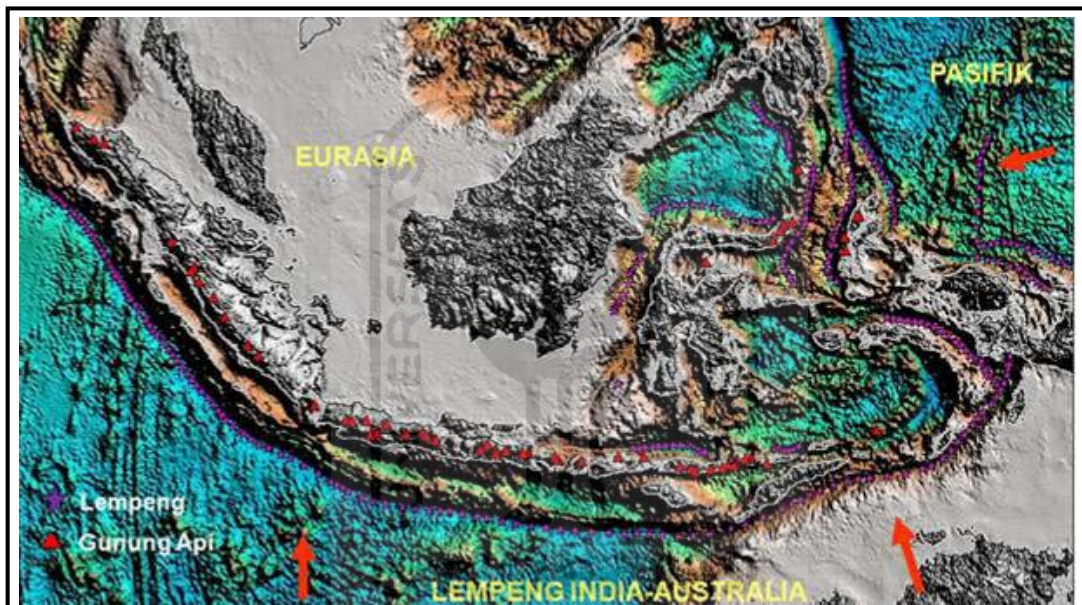
Key words: mass, stiffness, mode shape, deviation, *Pounding* style.

BAB I

PENDAHULUAN

Pendahuluan pada penelitian ini akan membahas mengenai latar belakang, rumusan masalah, tujuan dan manfaat penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan.

1.1 LATAR BELAKANG



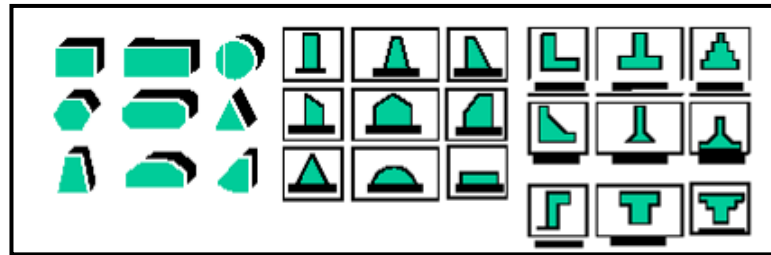
Gambar 1.1 Peta Geologi Indonesia

(Sumber dari <http://inigis.info/blog/tag/geologi/>)

Berdasarkan Peta Geologi dunia (**Gambar 1.1**), Indonesia berada di tumbukan dua lempengan benua yaitu *Indian-Australian Plate* dan *Eurasian Plate*. Menurut Sunarto (2006), tumbukan kedua lempengan tersebut apabila energi gesekan terakumulasi dan terlepas secara mendadak, dapat menimbulkan getaran yang sering di sebut sebagai Gempa.

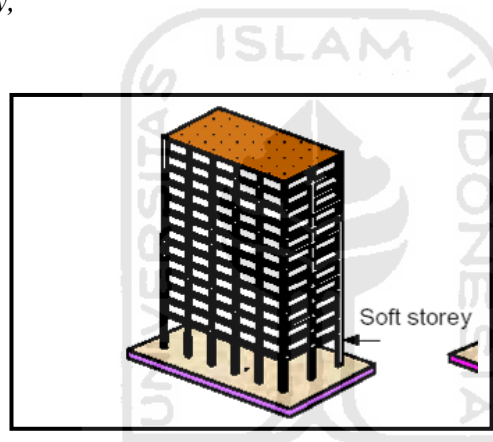
Apabila ada gempa besar, bangunan yang tidak tahan gempa dapat mengalami berbagai kerusakan. Kerusakan bangunan terdiri dari non struktur dan struktur. Menurut Widodo (2006), berbagai desain bangunan yang beresiko untuk mengalami kerusakan akibat gempa seperti Gambar 1.2 sampai 1.6.

1. Bentuk dan denah bangunan yang tidak simetris,



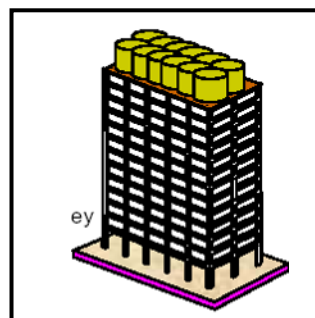
Gambar 1.2 Bentuk bangunan dan denah yang tidak simetris
(Widodo, 2007)

2. *Soft Storey*,



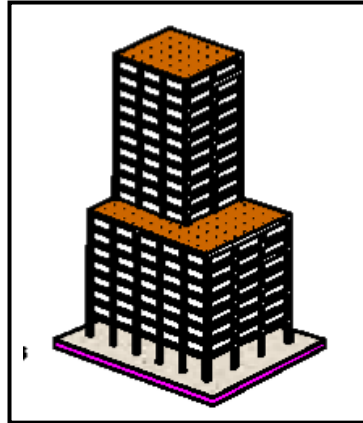
Gambar 1.3 *Soft storey*
(Widodo, 2007)

3. *Bad Mass Distribution*,



Gambar 1.4 *Bad mass distribution*
(Widodo, 2007)

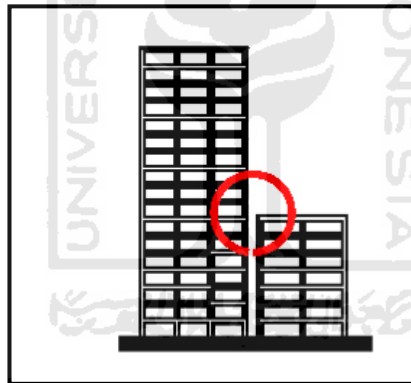
4. *Set-Back*, dan



Gambar 1.5 *Set-back*

(Widodo, 2007)

5. *Structure Pounding*.



Gambar 1.6 *Structure pounding*

(Widodo, 2007)

Pounding adalah kerusakan akibat dua gedung saling menghantam. Gempa besar pernah terjadi pada wilayah Washington Amerika Serikat tepatnya di kota Nisqually dengan magnitude 6.8 pada tanggal 28 Februari 2001 dan menimbulkan kerusakan bangunan. Salah satu dari kerusakan yang terjadi akibat adanya efek *pounding* yang mengakibatkan terjadinya retakan pada joint balok kolom struktur. Kerusakan tersebut dapat dilihat pada Gambar 1.7 .



Gambar 1.7 Kerusakan pada joint balok kolom

(<http://libraryphoto.cr.usgs.gov/index.html>)

Tahun 1985 tepatnya pada tanggal 19 September terjadi gempa besar dengan Magnitude 8 mengguncang negara Mexico hingga terjadi tsunami setinggi 3 meter di kota Zihuatenejo. Berbagai macam Gambar akibat efek *pounding* seperti Gambar 1.8 sampai 1.10.



Gambar 1.8 Kerusakan bangunan 8 lantai akibat tumbukan

(<http://libraryphoto.cr.usgs.gov/index.html>)

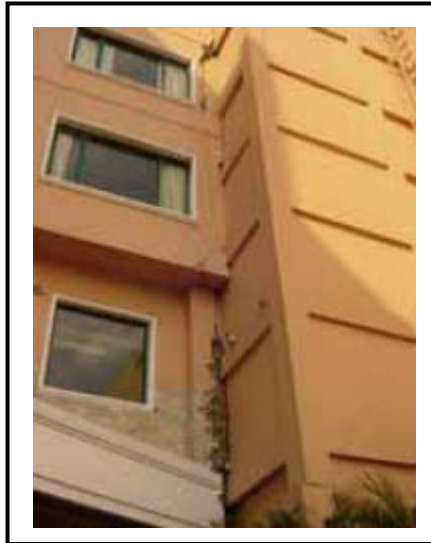


Gambar 1.9 Kerusakan akibat terjadinya *Pounding*
(<http://libraryphoto.cr.usgs.gov/index.html>)



Gambar 1.10 Kerusakan akibat terjadinya *Pounding* hingga struktur miring
(<http://libraryphoto.cr.usgs.gov/index.html>)

Gempa Yogyakarta menimbulkan begitu banyak kerusakan bangunan. Salah satu jenis kerusakan yang diakibatkan oleh gempa tersebut berupa efek *pounding*. *Pounding* adalah terbenturnya 2 bangunan gedung sehingga menimbulkan gaya horizontal akibat menerima beban gempa, angin, dan ledakan. Berdasarkan laporan MAE (*Mid-America Earthquake Center*), Hotel IBIS di Yogyakarta mengalami kerusakan akibat *pounding* pada lantai kedua (Gambar 1.11).



Gambar 1.11 Kerusakan pada kolo struktur

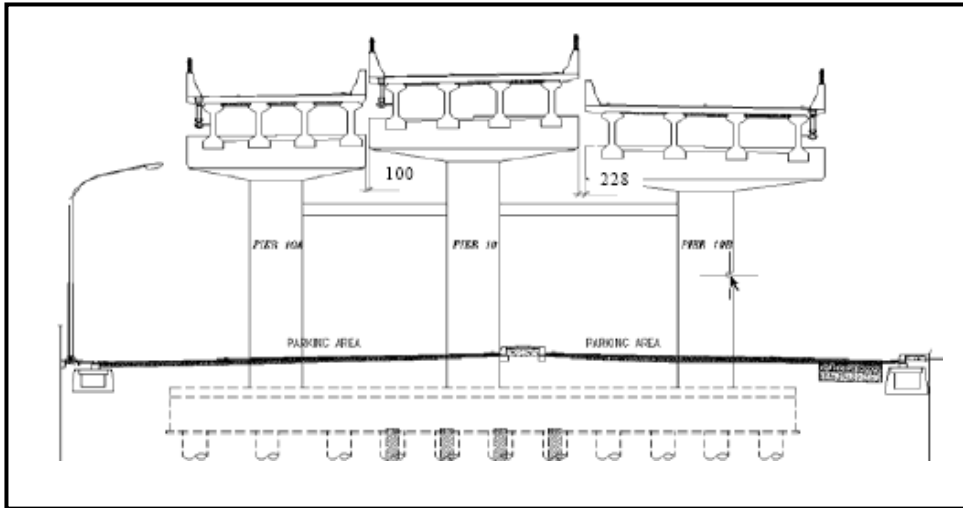
(MAE Report 2007)

Jembatan layang Janti (Gambar1.12) mengalami kerusakan akibat *pounding*. Di dalam perencanaan, jembatan tersebut seharusnya ada suatu dilatasi yang berjarak 100 mm (Gambar 1.13), tetapi setelah gempa, kedua jembatan tersebut menempel jadi satu.



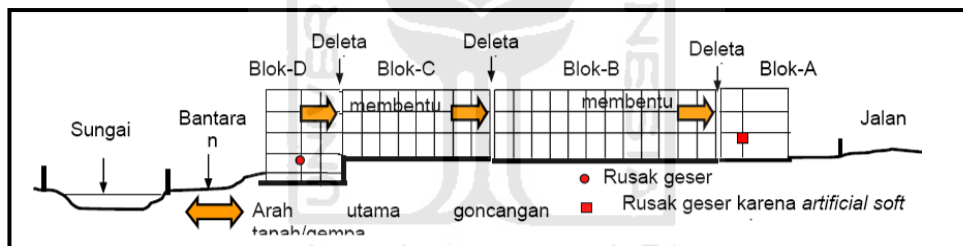
Gambar 1.12 kerusakan jembatan akibat *Pounding*

(MAE Report 2007)

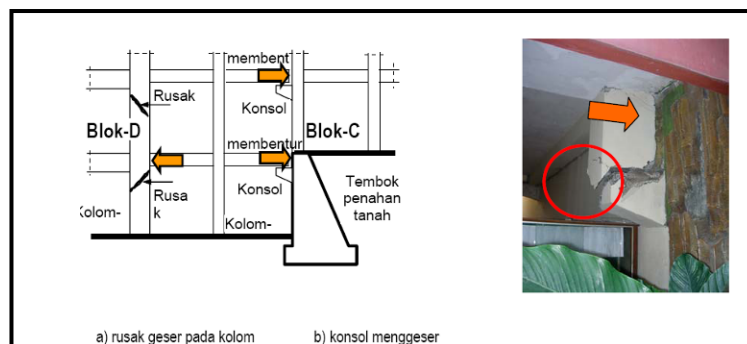


Gambar 1.13 Desain perencanaan jembatan Janti
(MAE Report 2007)

Gedung fakultas Hukum Universitas Islam Indonesia mengalami kerusakan akibat *pounding*. Menurut Widodo (2007), arah tumbukan dapat dilihat pada Gambar 1.14 dan Gambar 1.15.



Gambar 1.14 Potongan Memanjang Lokasi Kerusakan Fakultas Hukum
(Widodo, 2007)



Gambar 1.15 Kerusakan Pada daerah Benturan
(Widodo, 2007)

Banyaknya kerusakan akibat *pounding* menjadi suatu perhatian khusus untuk dikaji dan diteliti sehingga dapat meminimalisir dampak dari efek *Pounding*.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Berbagai jenis kerusakan yang diakibatkan oleh gempa Yogyakarta menimbulkan berbagai persoalan yang perlu dikaji ulang. Rumusan masalah yang muncul dari kasus tersebut sebagai berikut.

1. Seperti apa pengaruh *pounding* di dalam getaran struktur?
2. Seperti apa pengaruh *pounding* di dalam *Drift Ratio*?

1.3 TUJUAN PENELITIAN

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui:

1. pengaruh *pounding* di dalam getaran struktur dan
2. apa pengaruh *pounding* di dalam *Drift Ratio*.

1.4 MANFAAT PENELITIAN

Penelitian ini akan memberi manfaat kepada dunia akademik dan praktisi. Manfaat bagi akademik adalah dapat memahami lebih lanjut mengenai efek *pounding*. Manfaat bagi praktisi adalah sebagai bahan pertimbangan dalam mendesain dilatasi.

1.5 BATASAN MASALAH

Sesuai dengan tujuan penelitian, maka agar ruang lingkup penelitian lebih jelas dan terarah diperlukan adanya batasan-batasan masalah sebagai berikut ini.

1. Bangunan yang akan dianalisis adalah bangunan sederhana dua dimensi (2D) dengan:
 - a. jumlah lantai 3, 7, dan 10,
 - b. bentang antar kolom 8 meter,
 - c. tinggi lantai 4 m, dan
 - d. beban hidup 2,5 KN/m².

2. Penghitungan kekakuan bangunan dengan cara kekakuan kolom *mutu*.
3. perhitungan mode matrik (Φ) dan kecepatan sudut (ω) menggunakan metode polinomial.
4. Partisipasi setiap mode (Γ) menggunakan metode hubungan Orthogonal.
5. Rekaman percepatan gempa menggunakan Gempa Bucharest dan Parkfield.
6. Mode analisis menggunakan *mode superposition methods*.
7. perhitungan tumbukan menggunakan *a linear viscoelastic model*.

1.6 SISTEMATIKA PENULISAN

Tesis ini terdiri dari enam bab dengan sistematika penulisan adalah sebagai berikut ini.

1. Bab pertama mengenai latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan.
2. Bab kedua berisi kajian pustaka yang berisikan tentang penelitian-penelitian terdahulu maupun buku-buku referensi yang memuat pokok bahasan yang dimaksud yang sekiranya dapat menjadi acuan penelitian yang dilakukan.
3. Bab ketiga mencakup landasan teori yang membahas mengenai rumus-rumus perhitungan yang akan digunakan pada waktu analisis.
4. Bab keempat merupakan metode penelitian yang mengemukakan tentang langkah langkah analisis.
5. Bab kelima merupakan hasil penelitian dan pembahasan
6. Bab keenam mencakup kesimpulan dan saran yang didapat dari hasil penelitian.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Tinjauan Pustaka pada penelitian ini akan membahas mengenai hasil-hasil penelitian terdahulu dan keaslian penelitian. Hal ini diperlukan untuk mengetahui informasi tentang pembahasan topik tentang efek *pounding* sebelumnya. Tujuannya adalah untuk melanjutkan, menyempurnakan penelitian-penelitian sebelumnya. Adapun penelitian-penelitian sejenisnya, salah satunya adalah sebagai berikut ini.

2.1 HASIL-HASIL PENELITIAN TERDAHULU

Ada beberapa penelitian yang membahas tentang efek *pounding*, seperti "*Simulasi Numerik benturan Dua Struktur Tiga Dimensi Di Bawah Beban Dinamik*" karya Sudarmono (1999) dan "*Kajian Eksperimental benturan dua model struktur MDOF akibat Eksitasi harmonik*" karya Huda Ruzhanah (2005).

Sudarmono mempresentasikan pengaruh benturan dua model struktur bangunan tiga dimensi yang berdampingan dengan pembebanan dinamik (gempa bumi). Benturan akan terjadi apabila *gap* antara kedua bangunan tersebut tidak mencukupi untuk menampung respon getaran bebasnya. Benturan dapat menimbulkan gaya-gaya dalam tambahan pada elemen struktur yang biasanya tidak diperhitungkan pada waktu perencanaan. Gaya dalam akibat benturan ini akan tersuperposisikan dengan gaya dalam akibat beban dinamis itu sendiri, hasil superposisi tersebut dapat mengakibatkan kerusakan atau bahkan keruntuhan bangunan. Sudarmono(1995) menggunakan metode *Runge-Kutta*. Kesimpulan dari penelitian ini berupa gaya bentur bertambah dengan berkurangnya *gap* awal dan bertambahnya massa serta ketidaksimetrisan karakteristik bangunan (adanya eksentrisitas pusat massa terhadap pusat kekakuan).

Huda Ruzhanah (2005) menggunakan permodelan laboratorium. Elemen model dibuat dari material baja. Model bangunan menerima eksitasi dengan cara diletakan di "*shaking table*". Hasil penelitian uji laboratorium tersebut

menunjukkan bahwa gaya benturan meningkat dengan berkurangnya *gap* antar model.

2.2 KEASLIAN PENELITIAN

Penelitian yang akan dilakukan adalah untuk mengetahui respon struktur bangunan dan *drift ratio*. Metode yang akan dipakai untuk analisis simpangan dengan *superposition method* dan untuk analisis tumbukan dengan *a linear viscoelastic model*. Penelitian yang dilakukan oleh Sudarmono (1995) menggunakan Runge-kutta dengan pendekatan *finite element method* sedang Huda Ruzhanah (2005) menggunakan uji laboratorium dengan permodelan bangunan bermaterial baja. Terdapat perbedaan metode dan penyelesaian penelitian ini dengan penelitian sebelumnya, maka keaslian penelitian ini dapat dijaga.



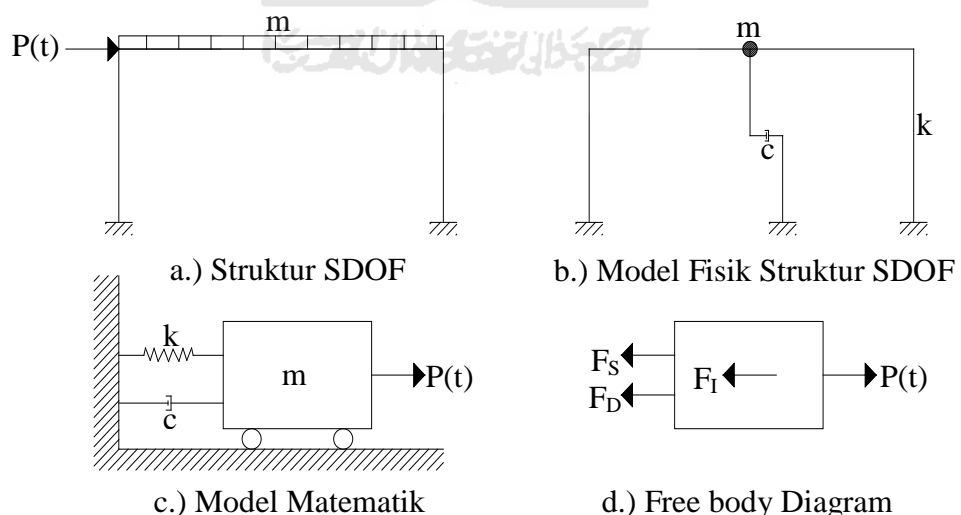
BAB III

LANDASAN TEORI

Landasan teori penelitian ini akan membahas rumusan yang akan digunakan nantinya pada waktu analisis. Landasan teori yang akan dibahas seperti persamaan differensial dasar pada getaran struktur, redaman, kekakuan, persamaan differensial struktur *multi degree of freedom*, *eigenproblem*, frekuensi sudut, hubungan orthogonal, *central difference methods*, *mode superposition methods*, dan gaya *pounding*.

3.1 Persamaan Differensial Dasar pada Getaran Struktur (*Single degree of freedom /SDOF*)

Persamaan differensial dasar adalah rumusan atau persamaan dasar yang akan dikembangkan berdasarkan tinjauan yang ada. Menurut Widodo (2001), untuk memudahkan pemahaman mengenai persamaan differensial dasar, diambil pembahasan yang sederhana yaitu *single degree of freedom (SDOF)* seperti Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Permodelan struktur

(Widodo, 2001)

Menurut Widodo (2001), Beberapa contoh untuk lebih mudah memahami mengenai persamaan differensial getaran yaitu struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*SDOF*) atau sering disebut dengan bangunan bertingkat 1 seperti menara (*water tower*). Sebelum menurunkan persamaan differensial, bangunan diubah ke kepermodelan struktur seperti Gambar 3.1.

Gambar 3.1a menjelaskan tentang $P_{(t)}$ sebagai beban dinamik yaitu beban yang intensitasnya merupakan fungsi dari waktu. Struktur seperti Gambar 3.1a kemudian diubah menjadi model fisik dengan menambah keterangan m , c , k (Gambar 3.1b). Gambar 3.1c adalah permodelan matematik untuk struktur *SDOF* yang apabila beban dinamik $P_{(t)}$ bekerja kearah kanan, maka terdapat perlawanan pegas, damper, dan gaya inersia. Gambar 3.1d adalah Gambar keseimbangan dinamik yang bekerja pada massa m . Gambar tersebut umumnya disebut *free body diagram*. Berdasarkan prinsip kesetimbangan dinamik pada *free body diagram* tersebut, maka dapat diperoleh hubungan,

$$F_I + F_D + F_S = P(t) \quad (3.1)$$

Dimana

$$F_I = m.\ddot{y} = \text{gaya inersia} \quad (3.2)$$

$$F_D = c.\dot{y} = \text{gaya redaman} \quad (3.3)$$

$$F_S = k.y = \text{gaya pegas} \quad (3.4)$$

$$\ddot{y} = \text{percepatan}$$

$$\dot{y} = \text{kecepatan}$$

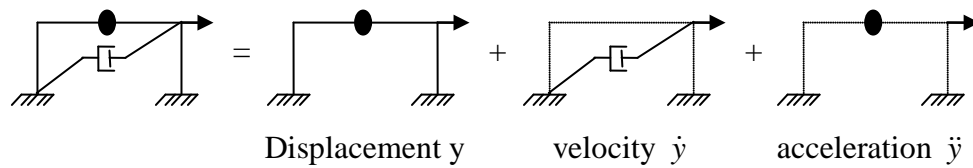
$$y = \text{simpangan}$$

$$P_{(t)} = \text{beban dinamik (pada penelitian ini akan menggunakan beban gempa)}$$

Persamaan (3.2) , (3.3) dan (3.4) dimasukan ke persamaan (3.1) maka akan menjadi rumus (3.5).

$$m.\ddot{y} + c.\dot{y} + k.y = P_{(t)} \quad (3.5)$$

Secara visual, Chopra (1995) menyajikan keseimbangan antara gaya dinamis, gaya pegas, gaya redaman dan gaya inersia seperti gambar di bawah ini.



Gambar 3.2 Keseimbangan gaya dinamik dengan f_s , F_d , dan F_i

3.2 Redaman (c)

Menurut Widodo (2001), redaman adalah peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) oleh struktur akibat adanya berbagai macam sebab. yaitu pelepasan energi oleh adanya gerakan antar molekul didalam material, pelepasan energi oleh gesekan alat penyambung maupun sistem dukungan, pelepasan energi akibat gesekan dengan udara dan pada respon inelastik pelepasan energi juga terjadi akibat adanya rotasi sendi plastis. Karena redaman berfungsi melepaskan energi, maka hal tersebut akan mengurangi respon struktur.

Menurut Widodo (2001), Secara umum redaman atau damping dapat dikategorikan menurut *damping system* dan *damping types*. *Damping System* adalah bagaimana sistem struktur mempunyai kemampuan dalam menyerap energi. Disipasi energi dibagi menjadi dua yaitu damping klasik dan damping nonklasik.

1. Damping Klasik

Damping klasik adalah redaman apabila dalam sistem struktur memakai bahan yang sama bahannya mempunyai rasio redaman (damping ratio) yang relatif kecil dan struktur damping dijepit.

2. Damping Nonklasik

Damping nonklasik adalah perhitungan redaman bangunan menggunakan getaran bebas (*free vibration*) sehingga persamaan (3.5) pada ruas kanan sama dengan nol.

$$m.\ddot{y} + c.\dot{y} + k.y = 0 \quad (3.6)$$

Persamaan (3.6) diharapkan berbentuk (3.7), (3.8), dan (3.9).

$$y = z.e^{st} \quad (3.7)$$

$$\dot{y} = z.s.e^{st} \quad (3.8)$$

$$\ddot{y} = z.s^2.e^{st} \quad (3.9)$$

$z = \text{Amplitudo}$

$e = \text{eksponen}$

$t = \text{waktu}$

$s = \text{sesuatu yang dicari}$

Persamaan (3.7) , (3.8) dan (3.9) dimasukkan ke persamaan (3.6) akan menjadi persamaan (3.10).

$$\begin{aligned} m.z.s^2.e^{st} + c.z.s.e^{st} + k.z.e^{st} &= 0 \\ (m.s^2 + c.s + k).z.e^{st} &= 0 \\ \frac{(m.s^2 + c.s + k).z.e^{st}}{m} &= \frac{0}{m} \\ \left(s^2 + \frac{c.s}{m} + \frac{k}{m} \right).z.e^{st} &= 0 \end{aligned} \quad (3.10)$$

Persamaan (3.10) tampak bahwa terdapat perkalian antara dua bagian. Suatu perkalian antara dua bilangan sama dengan nol apabila nilai salah satu bilangan tersebut sama dengan nol. Nilai z adalah suatu amplitude simpangan yang dicari sehingga nilainya tidak sama dengan nol. Nilai s dan t juga tidak sama dengan nol. Oleh karena itu, kemungkinan yang terakhir yang nilainya sama dengan nol seperti persamaan (3.11).

$$s^2 + \frac{c.s}{m} + \frac{k}{m} = 0 \quad (3.11)$$

Persamaan (3.11) memiliki nilai akar-akar dengan bantuan rumus ABC seperti persamaan (3.12).

$$s_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} \quad (3.12)$$

Nilai-nilai yang terkandung di dalam akar persamaan (3.12) akan mempengaruhi bentuk getaran seperti redaman kritik, redaman lemah, redaman kuat.

1. Redaman kritik

Redaman ini terjadi apabila nilai dibawah akar adalah nol

$$\sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} = 0$$

$$\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2 = 0^2$$

$$\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m} = 0$$

$$\left(\frac{c}{2m}\right)^2 = \frac{k}{m}$$

$$c^2 = 4m^2 \frac{k}{m}$$

$$c^2 = 4.m.k$$

$$c = 2\sqrt{m.k}$$

(3.13)

c pada persamaan (3.13) pada redaman ini sering ditulis dengan c_{cr} sehingga rumus tersebut menjadi,

$$c_{cr} = 2\sqrt{m.k}$$

(3.14)

Persamaan (3.14) dapat ditulis juga seperti berikut,

$$c_{cr} = 2\sqrt{m.k} = 2\sqrt{m.k \cdot \frac{m}{m}} = 2m\sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$c_{cr} = 2m\omega$$

(3.15)

2. Redaman lemah

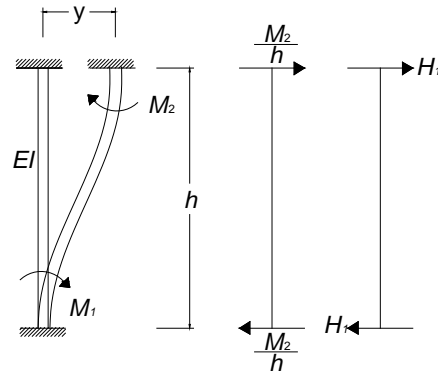
Redaman ini terjadi apabila nilai redaman lebih kecil dari redaman kritik c_{cr} . Redaman lemah juga membahas tentang *damping ratio*.

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega} = \text{damping ratio (\%)} \quad (3.16)$$

3. Redaman kuat

Redaman kuat terjadi apabila nilai redaman lebih besar dari redaman kritik c_{cr} .

3.3 Kekakuan (k)



a. posisi gaya momen b. posisi gaya geser

Gambar 3.3 Kekakuan kolom jepit-jepit
(Widodo, 2001)

Menurut Widodo (2001), Kekakuan adalah salah satu karakteristik struktur bangunan yang sangat penting dengan cara mengukur dari perlawanan yang diberikan oleh element kedeformasi akibat adanya suatu gaya. Menurut prinsip mekanika, suatu kolom jepit-jepit panjang h dengan kekakuan lentur (*flexural rigidity*) EI yang salah satu ujungnya mengalami perpindahan tempat sebesar y (Gambar 3.3a), maka pada ujung-ujung elemen tersebut akan menimbulkan momen.

$$M_1 = \frac{6EI}{h^2} y, \text{ dan } M_2 = \frac{6EI}{h^2} y \quad (3.17)$$

Apabila elemen tersebut mempunyai potongan yang prismatis maka M_1 akan sama dengan M_2 (Gambar 3.3b). Adanya momen akan menimbulkan gaya geser yang bekerja pada masing-masing joint sebesar H_1 ,

$$H_1 = \frac{M_1}{h} + \frac{M_2}{h} = \left\{ \frac{6EI}{h^3} + \frac{6EI}{h^3} \right\} y$$

$$H_1 = \frac{12EI}{h^3} y \quad (3.18)$$

Persamaan (3.19) adalah rumusan kekakuan dasar.

$$K = \frac{P}{y} \quad (3.19)$$

Apabila persamaan (3.18) dimasukkan di persamaan (3.19), maka kekakuan kolom dapat dihitung dengan persamaan (3.20).

$$K = \frac{P}{y} = \frac{\frac{12EI}{h^3} y}{y}$$

$$K = \frac{12EI}{h^3} \quad (3.20)$$

Persamaan (3.20) adalah kekakuan kolom prismatis jepit-jepit dengan mengabaikan efek P-delta.

Muto (1975) memberikan alternatif tata cara menghitung kekakuan kolom dengan menghitung kekakuan balok. Hal ini berarti bahwa joint-joint dimungkinkan untuk berotasi. Pada penurunan kekakuan kolom dengan cara Muto ini terdapat terdapat beberapa asumsi yang diantaranya adalah,

1. bangunan cukup besar, banyak kolom, simetri, gaya geser kolom dianggap *gap* sama.
2. joint-joint mengalami rotasi sama.
3. pengaruh *P-delta* (beban gravitasi diabaikan).
4. bending momen berbangun anti-simetrik.
5. titik balik pada kolom dan balok diangGAP ditengah-tengah.

Untuk kolom tepi, Koefisien Muto berupa persamaan (3.22).

$$k' = \frac{\sum k_b}{2k_c} \quad (3.21)$$

$$C_m = \frac{k'}{k'+2} \quad (3.22)$$

Untuk kolom tengah, koefisien Muto berupa persamaan (3.24).

$$k' = \frac{\sum k_b}{2k_c} \quad (3.23)$$

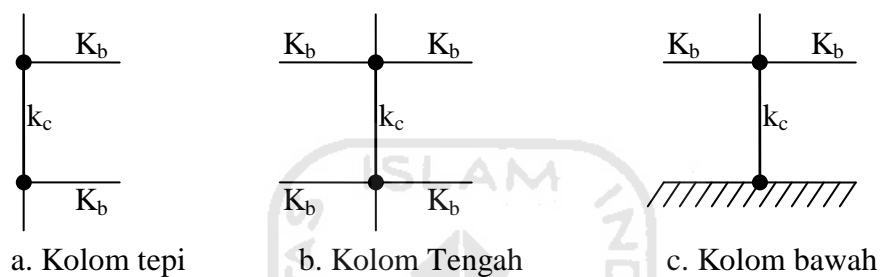
$$C_m = \frac{k'}{k'+2} \quad (3.24)$$

Untuk kolom dasar baik diposisi tengah maupun tepi, koefisien Muto berupa persamaan (3.26).

$$k' = \frac{\sum k_b}{k_c} \quad (3.25)$$

$$C_m = \frac{k'+0.5}{k'+2} \quad (3.26)$$

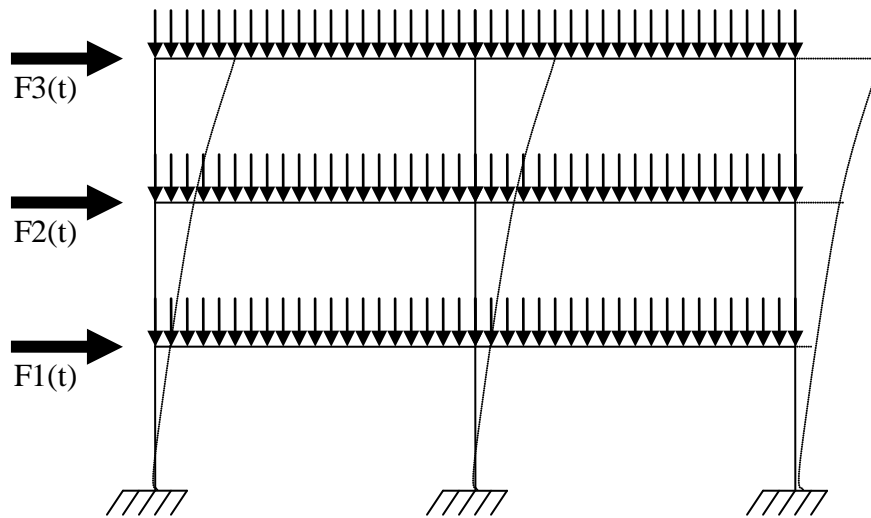
Untuk mempermudah pemahaman, dapat dilihat pada Gambar 3.4.



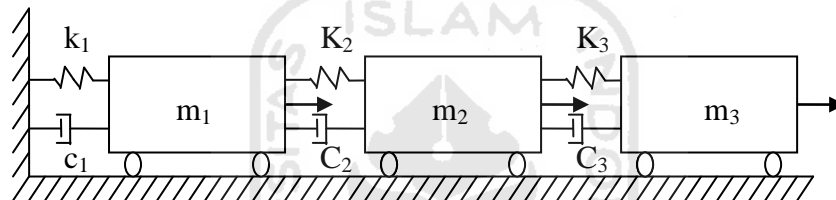
Gambar 3.4 Beberapa Kondisi Pengekangan Kolom oleh Balok-Balok
(Widodo, 2001)

3.4 Persamaan Differensial Struktur *Multi Degree of Freedom* (MDOF)

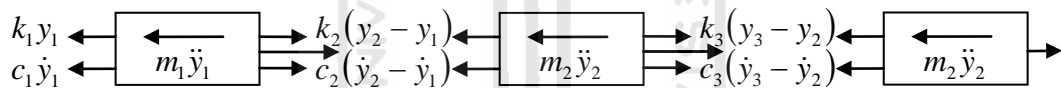
Menurut Widodo(2001), untuk menyatakan persamaan differensial gerakan pada struktur dengan derajat kebebasan banyak maka digunakan anggapan dan pendekatan seperti pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal/SDOF. Anggapan seperti prinsip *shear building* masih berlaku pada struktur dengan derajat kebebasan banyak (MDOF). Untuk memperoleh persamaan differensial tersebut, maka menggunakan persip keseimbangan dinamik (*dynamic equilibrium*) pada suatu massa yang ditinjau. Untuk memperoleh persamaan tersebut maka diambil model struktur MDOF seperti Gambar 3.5.



a. Struktur dengan 3 DOF



b. Model Matematik



c. Free body diagram

Gambar 3.5 Struktur 3-DOF, Model matematik dan *Free Body Diagram*

(Widodo, 2001)

Menurut Widodo (2001), Struktur bangunan gedung bertingkat 3 seperti Gambar 3.5 tersebut akan mempunyai 3 derajat kebebasan. Persamaan differensial gerakan tersebut umumnya disusun berdasarkan atas goyangan struktur menurut First mode atau Mode pertama seperti yang tampak pada garis putus-putus pada Gambar 3.5a. Berdasarkan keseimbangan dinamik *free body diagram*, Gambar (3.5) akan diperoleh persamaan (3.26), (3.27), dan (3.28).

$$m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 + c_1 \dot{y}_1 - k_2 (y_2 - y_1) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - F_1(t) = 0 \quad (3.26)$$

$$m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_3 (y_3 - y_2) - c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - F_2(t) = 0 \quad (3.27)$$

$$m_3 \ddot{y}_3 + k_3 (y_3 - y_2) + c_3 (\dot{y}_3 - \dot{y}_2) - F_3(t) = 0 \quad (3.28)$$

Persamaan tersebut apabila diringkas akan menjadi,

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1+c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \\ \dot{y}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \end{Bmatrix} \quad (3.29)$$

Dapat ditulis dalam matriks yang lebih kompak menjadi persamaan (3.30).

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{F(t)\} \quad (3.30)$$

3.5 Eigenproblem (nilai karakteristik).

Menurut Widodo (2001), eigenproblem adalah nilai karakteristik dengan menggunakan tipe Getaran bebas distruktur MDOF berupa persamaan (3.31).

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{0\} \quad (3.31)$$

Frekuensi sudut pada struktur redaman (*damped frequency*) nilainya sama dengan tanpa redaman. Hal ini dapat terjadi apabila damping ratio relatif kecil(persamaan 3.32).

$$\omega_d = \omega \text{ jika } \xi \approx \text{kecil} \quad (3.32)$$

Jadi,

$$[M]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{0\} \quad (3.33)$$

Dengan fungsi harmonik,

$$Y = \{\phi\}_i \sin(\omega t) \quad (3.34)$$

$$\dot{Y} = \omega \{\phi\}_i \cos(\omega t) \quad (3.35)$$

$$\ddot{Y} = -\omega^2 \{\phi\}_i \sin(\omega t) \quad (3.36)$$

Persamaan (3.34) , (3.36) kemudian dimasukan ke persamaan (3.33) akan menjadi persamaan (3.38),

$$-\omega^2 \{\phi\}_i \sin(\omega t)[M] + \{\phi\}_i \sin(\omega t)[K] = \{0\} \quad (3.37)$$

$$(-\omega^2[M] + [K])(\{\phi\}_i \sin(\omega t)) = \{0\} \quad (3.38)$$

atau,

$$([K] - \omega^2[M])(\{\phi\}_i \sin(\omega t)) = \{0\} \quad (3.39)$$

Karena hasilnya nol, persamaan (3.39) tersebut harus ada yang nol. Nilai nol tersebut adalah $\sin(\omega t)$.

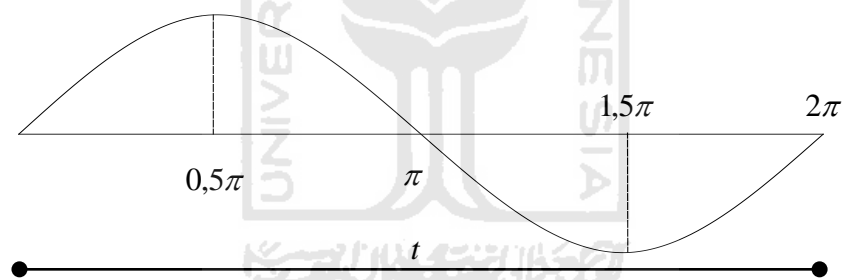
$$([K] - \omega^2[M])\{\phi\}_i = \{0\} \quad (3.40)$$

Persamaan tersebut sangat penting dan biasanya disebut dengan persamaan *eigenproblem* atau karakteristik problem. Persamaan tersebut dapat diselesaikan dengan memakai dalil Cramer (1704-1752). Dalil tersebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada nilainya apabila determinan dari matrik yang merupakan koefisien dari vektor $\{\phi\}_i$ adalah nol, sehingga menjadi persamaan (3.41).

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (3.41)$$

3.6 Frekuensi Sudut (ω).

Frekuensi sudut atau yang sering disebut dengan kecepatan sudut adalah jarak pada satuan radian yang dibutuhkan dalam satuan waktu.



Gambar 3.6 Frekuensi Sudut

Gambar 3.6 tersebut apabila diubah dalam suatu persamaan maka akan menjadi persamaan (3.42).

$$\omega = \frac{2\pi}{t} \quad (3.42)$$

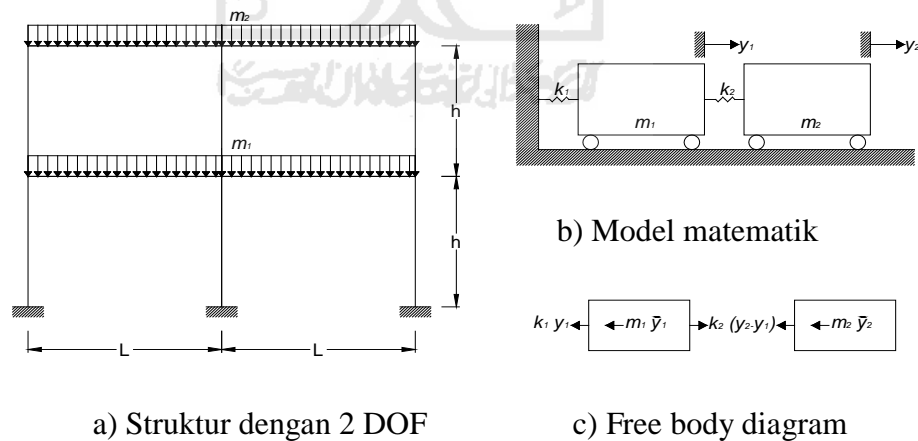
3.7 Normal Mode

Menurut Widodo (2001), Normal mode adalah suatu istilah yang sering dipakai pada problem dinamika struktur dan kata tersebut sering diterjemahkan sebagai ragam/pola goyangan. Berbagai cara untuk perhitungan normal mode seperti:

1. metode polinomial,
2. metode stodola,
3. metode Holzer,
4. Transformasi Jacobi, dan
5. Metode Shifted Iteration.

Metode Polinomial adalah salah satu metode untuk penyelesaian perhitungan normal modes. Metode ini pada dasarnya masih menggunakan persamaan *eigenproblem*. Hasil dari *eigenproblem* (*eigenvalues*) tidak lagi menggunakan metode determinan. Cara yang digunakan metode ini yaitu dengan mentransfer persamaan simultan *eigenproblem* menjadi suatu persamaan polinomial pangkat banyak. Akar-akar persamaan polinomial tersebut yang akan dicari yang kemudian akan menghasilkan nilai-nilai *eigenvektor*.

Didalam menghitung frekuensi sudut untuk struktur yang mempunyai derajat kebebasan banyak (MDOF), diambil suatu anggapan bahwa struktur tersebut dianggap tidak mempunyai redaman atau $C=0$. Untuk menghitung dan sekaligus menggambarkan normal modes maka diambil suatu model struktur seperti Gambar 3.7.



Gambar 3.7 bangunan 2-DOF dan Model matematik

(Widodo, 2001)

Apabila dilihat kembali pada Gambar 3.7.c, maka akan diperoleh persamaan (3.43).

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{y}_1 + k_1 y_1 - k_2 (y_2 - y_1) &= 0 \\ m_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) &= 0 \end{aligned} \quad (3.43)$$

Persamaan (3.43) dapat ditulis dalam bentuk sederhana yaitu persamaan (3.44).

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{y}_1 + (k_1 + k_2) y_1 - k_2 y_2 &= 0 \\ m_2 y_2 - k_2 y_1 + k_2 y_2 &= 0 \end{aligned} \quad (3.44)$$

Apabila persamaan (3.44) ditulis dalam bentuk matrik seperti persamaan (3.45).

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.45)$$

Selanjutnya persamaan *eigenproblem* pada persamaan (3.45) seperti persamaan (3.46).

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 - \omega^2 m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.46)$$

Perubahan persamaan dari (3.45) ke (3.46) adalah dengan melihat persamaan (3.41) yaitu melihat matrik kekakuan pada diagonal menurun ditambah dengan $-\omega^2 m$.

Apabila persamaan (3.46) diberi suatu nilai $K=k_1=k_2$ dan $M=m_1=m_2$ maka akan menjadi persamaan (3.47).

$$\begin{bmatrix} 2K - \omega^2 M & -K \\ -K & K - \omega^2 M \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.47)$$

Apabila persamaan (3.47) dibagi dengan K maka akan menjadi persamaan (3.48).

$$\begin{bmatrix} 2 - \frac{\omega^2 M}{K} & -1 \\ -1 & 1 - \frac{\omega^2 M}{K} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.48)$$

Atau,

$$\begin{bmatrix} 2 - \frac{\omega^2}{K/M} & -1 \\ -1 & 1 - \frac{\omega^2}{K/M} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.49)$$

$$\lambda = \frac{\omega^2}{K/M} \quad (3.50)$$

$$\begin{bmatrix} 2 - \lambda & -1 \\ -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.51)$$

Apabila diubah menjadi persamaan polinomial akan menjadi persamaan (3.52) dan (3.53).

$$(2 - \lambda)\phi_1 - \phi_2 = 0 \quad (3.52)$$

$$-\phi_1 + (1 - \lambda)\phi_2 = 0 \quad (3.53)$$

Penyelesaian persamaan simultan homogen tidak memberikan nilai-nilai yang pasti/definitif, tetapi hasil yang diperoleh hanya merupakan perbandingan antara yang satu dengan yang lain.

Misal,

$$\phi_1 = 1 \quad (3.54)$$

Apabila persamaan (3.54) dimasukkan di persamaan (3.52) maka menjadi persamaan (3.55).

$$\begin{aligned} (2 - \lambda) \cdot 1 - \phi_2 &= 0 \\ \phi_2 &= 2 - \lambda \end{aligned} \quad (3.55)$$

Persamaan (3.54), (3.55) dimasukkan didalam persamaan (3.53) maka akan menjadi persamaan (3.56).

$$\begin{aligned} -1 + (1 - \lambda)(2 - \lambda) &= 0 \\ -1 + 2 - \lambda - 2\lambda + \lambda^2 &= 0 \\ \lambda^2 - 3\lambda + 1 &= 0 \end{aligned} \quad (3.56)$$

Akar-akar persamaan (3.56) tersebut,

$$\lambda_1 = 0,382$$

$$\lambda_2 = 2,618$$

Persamaan (3.44) diubah menjadi,

$$\omega^2 = \frac{\lambda \times K}{M}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{\lambda \times K}{M}} \quad (3.57)$$

Akar persamaan λ_1 dan λ_2 dimasukkan di persamaan (3.57) akan menjadi kecepatan sudut.

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{0,382 \times 1}{1}} = 0,618 \text{ rad}/dt$$

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{2,618 \times 1}{1}} = 1,618 \text{ rad}/dt$$

Apabila persamaan λ_1 dan λ_2 dimasukkan dalam persamaan (3.55) dan (3.56) maka akan menjadi normal mode/mode shapes.

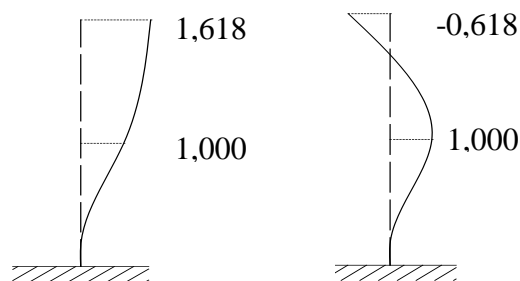
Tabel 3.1 Perhitungan *mode shape*

no.	Fungsi	nilai	
		mode ke 1 $\lambda_1=0,382$	mode ke 2 $\lambda_2=2,618$
1.	$\phi_1 = 1$	1,000	1,000
2.	$\phi_2 = 2 - \lambda$	1,618	-0,618

Mode shapes dapat juga berbentuk matrik.

$$\phi = \begin{bmatrix} 1,618 & -0,618 \\ 1 & 1 \end{bmatrix}$$

Permodelan dari nilai-nilai mode shapes tersebut dapat dilihat pad Gambar 3.8 dibawah ini.



Gambar 3.8 Ragam goyang

3.8 Hubungan Orthogonal

Menurut Widodo (2001), manfaat yang diperoleh dengan diketahuinya *mode shapes* adalah hubungan *orthogonal*, yaitu suatu hubungan unik yang sangat bermanfaat untuk menyelesaikan problema mendatang. Hubungan *orthogonal* tersebut diketahui dengan menggunakan persamaan *eigenproblem* seperti persamaan (3.58).

$$\{ [K] - \omega^2 [M] \} \{ \phi \} = 0 \quad (3.58)$$

Dengan [M], [K] berturut-turut adalah matriks massa dan matriks kekakuan. Persamaan (3.58) adalah satu persamaan simultan yang terdiri atas beberapa atau banyak persamaan. Apabila persamaan simultan tersebut mempunyai n-persamaan maka persamaan tersebut akan mempunyai n-akar-akar persamaan yang masing-masing akan memberikan nilai ordinat *mode* ke-1, 2, 3, ..., i, j, ..., n yang ditunjukkan oleh $\Phi_1, \Phi_2, \dots, \Phi_i, \Phi_j, \dots, \Phi_n$. Untuk memulai pembahasan maka diambil persamaan *eigenproblem* yang akan menghasilkan *mode* ke-i dan ke-j dari persamaan (3.58).

$$\omega_i^2 [M] \{ \phi \}_i = [K] \{ \phi \}_i \quad (3.59)$$

$$\omega_j^2 [M] \{ \phi \}_j = [K] \{ \phi \}_j \quad (3.60)$$

Apabila nilai transpose persamaan (3.59) dikalikan akhir (*postmultiply*) dengan Φ_j maka diperoleh persamaan (3.61).

$$\{ \omega_i^2 [M] \{ \phi \}_i \}^T \{ \phi \}_j = \{ [K] \{ \phi \}_i \}^T \{ \phi \}_j \quad (3.61)$$

Karena matriks massa dan matriks kekakuan adalah matrik simetri maka $[M]^T = [M]$ dan $[K]^T = [K]$, sehingga perkalian pada persamaan (3.61) setelah disesuaikan dengan orde matriks akan menjadi persamaan (3.62).

$$\omega_i^2 [M] \{ \phi \}_i^T \{ \phi \}_j = \{ \phi \}_i^T [K] \{ \phi \}_j \quad (3.62)$$

Apabila persamaan (3.60) dikalikan awal (*premultiply*) dengan $\{ \phi \}_i^T$ dan dengan mengambil sifat-sifat yang senada dengan keterangan sebelumnya dan dengan memperhatikan orde matriks maka akan diperoleh persamaan (3.63).

$$\{ \phi \}_i^T \omega_j^2 [M] \{ \phi \}_j = \{ \phi \}_i^T [K] \{ \phi \}_j \quad (3.63)$$

Apabila diperhatikan maka ruas kanan persamaan (3.62) dan persamaan (3.63) adalah sama.

$$\begin{aligned}\omega_i^2 [M] \{\phi\}_i^T \{\phi\}_j &= \{\phi\}_i^T \omega_j^2 [M] \{\phi\}_j \\ \{\omega_i^2 - \omega_j^2\} \{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_j &= 0\end{aligned}\quad (3.64)$$

Persamaan (3.64) adalah suatu perkalian yang hasilnya sama dengan nol, oleh karena itu salah satu pengalinya harus sama dengan nol. Pada kenyataannya tidak akan dijumpai bahwa $\omega_i = \omega_j$ sehingga nilai yang sama dengan nol adalah persamaan (3.65).

$$\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_j = 0 \quad (3.65)$$

Persamaan (3.65) adalah suatu hubungan unik antara ordinat Φ_i^T , $[M]$ dan Φ_j , apabila i tidak sama dengan j maka perkalian seperti pada persamaan (3.65) tersebut akan sama dengan nol. Kondisi yang sama juga dapat diterapkan pada orthogonalitas kekakuan, yaitu apabila persamaan (3.65) dimasukkan kedalam persamaan (3.63).

$$\begin{aligned}\omega_i^2 \cdot 0 &= \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_j \\ \{\phi\}_i^T [K] \{\phi\}_j &= 0\end{aligned}\quad (3.66)$$

Persamaan (3.66) adalah persamaan orthogonalitas untuk kekakuan, sebagaimana senada dengan persamaan (3.65). Orthogonalitas untuk redaman tidak banyak diketahui karena persoalan redaman memang relatif masih rumit dibanding dengan massa struktur dan kekakuan tingkat. Karena keterbatasan tersebut, maka kemudian diambil suatu asumsi bahwa redaman juga mempunyai sifat orthogonal sebagaimana massa dan kekakuan sehingga menjadi persamaan (3.67).

$$\{\phi\}_i^T [C] \{\phi\}_j = 0 \quad (3.67)$$

Persamaan (3.65), (3.66), dan (3.67) adalah hubungan orthogonal untuk massa, kekakuan, dan redaman yang mana hubungan tersebut akan sangat bermanfaat untuk menyelesaikan persoalan analisis dinamika struktur. Terdapat beberapa cara yang dapat dipakai untuk memperoleh hubungan orthogonal, cara

diatas adalah hanya salah satu cara diantaranya. Sebagaimana anggapan yang diambil, maka hubungan-hubungan tersebut hanya berlaku apabila,

1. Matrik massa adalah matriks diagonal,
2. Matrik kekakuan adalah matriks yang simetri .

Hal-hal tersebut harus dipenuhi agar $[M]^T = [M]$ dan $[K]^T = [K]$, sehingga hubungan tersebut dapat dipenuhi.

Untuk memperjelas hubungan orthogonal, Diambil suatu struktur bangunan 3-tingkat dengan $m_1=m_2=m_3=1$ unit satuan massa. Kekakuan tingkat 1,2, dan 3 berturut-turut $k_1=k_2=k_3=100$ satuan kekakuan. Mode shape struktur tersebut adalah:

$$[\phi] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1,802 & 0,445 & -1,247 \\ 2,247 & -0,847 & 0,555 \end{bmatrix}$$

Mode shape tersebut akan dikontrol benar atau tidak dengan menggunakan hubungan orthogonal massa.

Kontrol pertama, mode ke-1 dengan mode ke-1,

$$\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1 = \{1 \ 1,802 \ 2,247\} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1,802 \\ 2,247 \end{Bmatrix} = 7.4419$$

Kontrol pertama, mode ke-1 dengan mode ke-2,

$$\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_2 = \{1 \ 1,802 \ 2,247\} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0,445 \\ -0,847 \end{Bmatrix} = 0$$

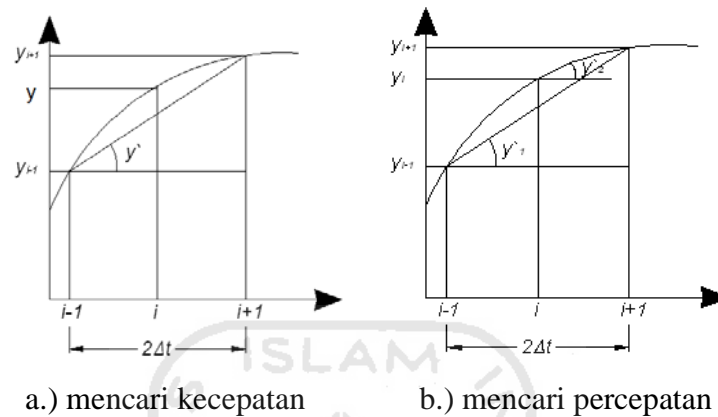
Kontrol pertama, mode ke-1 dengan mode ke-3,

$$\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_3 = \{1 \ 1,802 \ 2,247\} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ -1,247 \\ 0,555 \end{Bmatrix} = 0$$

Berdasarkan hasil tersebut terbukti bahwa apabila indek mode ke i tidak sama dengan j , maka hubungan orthogonalitas terbenuhi. Apabila i sama dengan j , maka akan diperoleh suatu hasil/nilai. Kontrol hubungan orthogonalitas ini juga dapat digunakan pada matrik kekakuan.

3.9 Central Difference methods.

Menurut Widodo (2001), metode ini berdasarkan pada pendekatan nilai derivative atas fungsi waktu, baik untuk parameter kecepatan maupun percepatan sebagaimana tampak pada Gambar 3.9.



Gambar 3.9 Prinsip Metode *Central Difference* (Widodo, 2001)

Gambar 3.9a adalah grafik hubungan antara waktu dengan jarak (simpangan). Derivatif pertama dari jarak adalah kecepatan.

$$v = \frac{s}{t} \quad (3.68)$$

Apabila diambil data dari Gambar (3.6a), maka akan menjadi persamaan (3.69).

$$\dot{y} = \left\{ \frac{y_{i+1} - y_{i-1}}{2\Delta t} \right\} \quad (3.69)$$

Gambar 3.9b adalah grafik hubungan antara waktu dengan jarak. Derivatif kedua dari jarak adalah percepatan.

$$a = \frac{v_1 - v_0}{t} \quad (3.70)$$

Apabila diambil data dari Gambar 3.6b, maka

$$\dot{y}_1 = \frac{y_i - y_{i-1}}{\Delta t} \quad (3.71)$$

$$\dot{y}_2 = \frac{y_{i+1} - y_i}{\Delta t} \quad (3.72)$$

Persamaan (3.71) dan (3.72) kemudian dimasukkan kedalam persamaan (3.70) maka akan menjadi persamaan (3.73).

$$\ddot{y}_i = \frac{\dot{y}_2 - \dot{y}_1}{\Delta t} = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta t)^2}$$

$$\ddot{y}_i = \frac{\frac{y_{i+1} - y_i}{\Delta t} - \frac{y_i - y_{i-1}}{\Delta t}}{\Delta t}$$

$$\ddot{y}_i = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{\Delta t}$$

$$\ddot{y}_i = \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{(\Delta t)^2} \quad (3.73)$$

3.10 Modal Analisis (*Mode Superposition Methods*)

Menurut Widodo (2001), Modal analisis adalah salah satu metode yang dapat dipakai untuk menyelesaikan persamaan differensial gerakan pada struktur bangunan berderajat kebebasan (MDOF). Metode ini dapat dipakai dengan syarat struktur masih elastis dan struktur mempunyai *modes shapes*. Tahap perhitungan pertama kali adalah menghitung koordinat mode shapes Φ_{ij} . Dengan menggunakan prinsip hubungan orthogonal, maka persamaan deferensial *coupling* (*dependent*) dapat ditransfer menjadi persamaan diffrensial *uncoupling* (*independent*).

Pada kondisi standar *shear building*, struktur yang mempunyai n-derajat kebebasan akan mempunyai n-modes atau n-pola/ragam goyangan. Pada prinsip ini, masing-masing mode akan memberikan kontribusi pada simpangan horizontal tiap-tiap massa, seperti pada Gambar 3.10.

Suku pertama, kedua, ketiga dan seterusnya sampai suku ke-n pada ruas kanan persamaan (3.75) diatas adalah kontribusi mode ke-n. sebagai perjanjian, massa struktur MDOF diberi indek m_i dengan $i = 1, 2, 3, \dots, m$, sedangkan *mode* diberi indeks Φ_j dengan $j = 1, 2, 3, \dots, N$. Dengan demikian notasi umum mode *shape* Φ_{ij} adalah ordinat ke-j untuk massa ke-i.

Persamaan (3.75) tersebut dapat ditulis dalam bentuk yang lebih kompak seperti persamaan (3.76).

$$\{Y\} = [\phi] \{Z\} \quad (3.76)$$

Derivatif pertama dan kedua dari persamaan (3.76) adalah persamaan (3.77) dan (3.78).

$$\{\dot{Y}\} = [\phi] \{\dot{Z}\} \quad (3.77)$$

$$\{\ddot{Y}\} = [\phi] \{\ddot{Z}\} \quad (3.78)$$

Subtitusikan persamaan (3.77) dan persamaan (3.78) kedalam persamaan (3.5) maka akan diperoleh persamaan (3.79).

$$[M] [\phi] \{\ddot{Z}\} + [C] [\phi] \{\dot{Z}\} + [K] [\phi] \{Z\} = P_{(t)} \quad (3.79)$$

Karena memakai rekaman percepatan gempa dan adanya gaya tumbukan, maka $P_{(t)}$ diubah berdasarkan data yang ada, yaitu massa bangunan dikalikan dengan percepatan gempa dan gaya tumbukan, sehingga akan menghasilkan suatu gaya.

$$P_{(t)} = [M] \ddot{y}_t + [F] \quad (3.80)$$

Sehingga persamaan (3.80) akan menjadi persamaan (3.81).

$$[M] [\phi] \{\ddot{Z}\} + [C] [\phi] \{\dot{Z}\} + [K] [\phi] \{Z\} = -[M] \ddot{y}_t - [F] \quad (3.81)$$

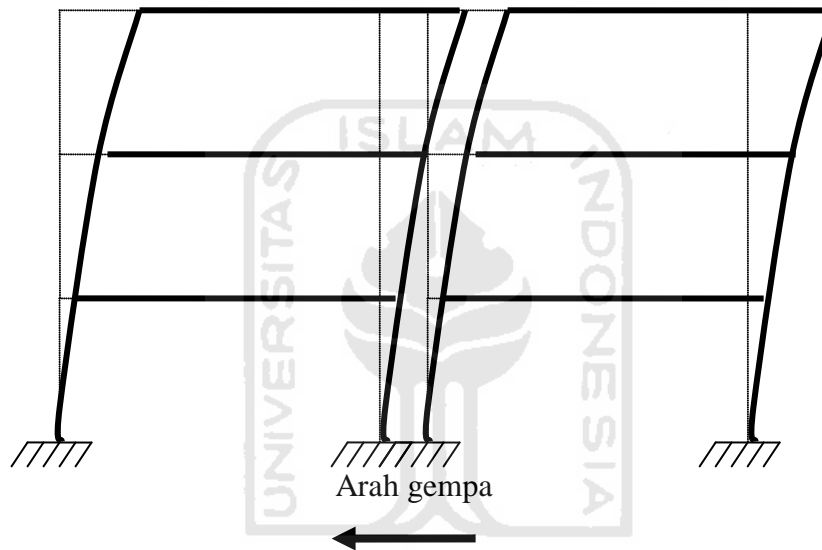
Menurut Robert Jankowski yang ditulis pada jurnal ” *Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding*”, Peristiwa *pounding* ada 2 kondisi yaitu:

1. tidak ada tumbukan, dan
2. ada tumbukan.

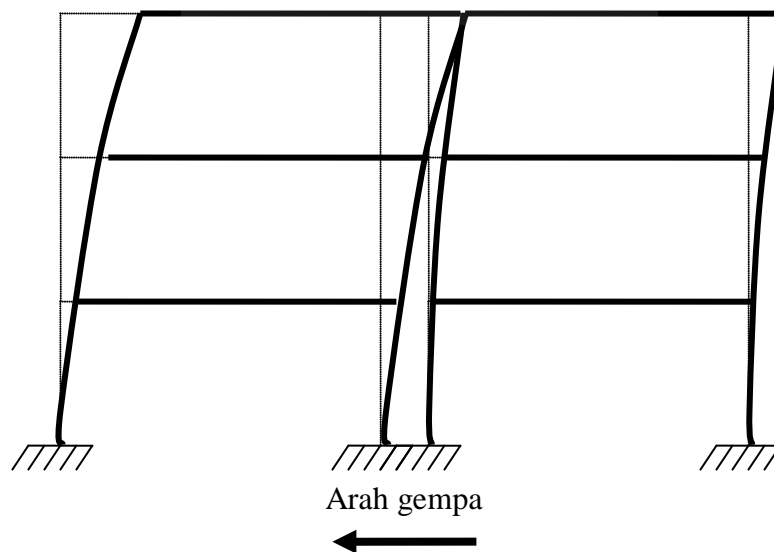
Apabila dimasukkan suatu pembebanan dari luar (beban gempa dan beban *pounding*), maka akan terjadi beberapa kemungkinan kondisi yang dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 3.2 Kondisi struktur bangunan

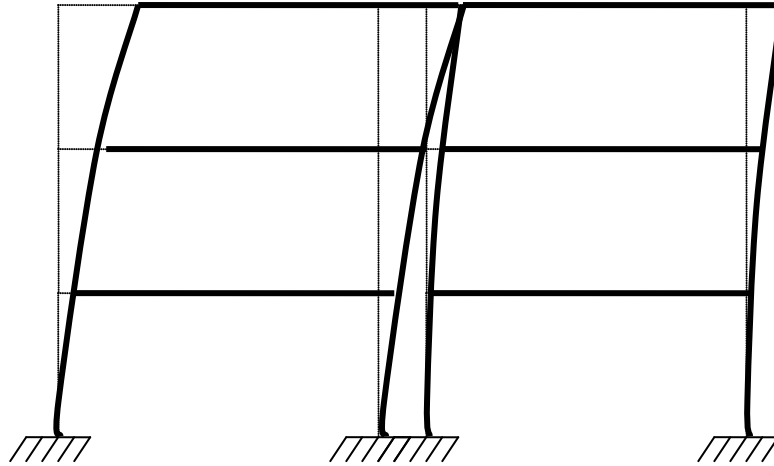
Kondisi	Beban gempa	Beban <i>Pounding</i>	Rumusan
1.	Ada	Tidak	$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky + m\ddot{y}_g = 0$
2.	Ada	Ada	$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky + m\ddot{y}_g + F = 0$
3.	Tidak	Ada	$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky + F = 0$



Gambar 3.11 Kemungkinan Kondisi pertama



Gambar 3.12 Kemungkinan Kondisi Kedua



Gambar 3.13 Kemungkinan Kondisi ketiga

Untuk dapat memecahkan rumus dari ketiga kemungkinan kondisi tersebut, persamaan (3.81) dapat mewakili kesemua kondisi tersebut. Persamaan (3.82) sebetulnya adalah 1-set persamaan simultan dependent *non-homogen*. Untuk mentransfer persamaan dependent menjadi persamaan independent, maka persamaan (3.82) di *premultiply* dengan transpose suatu mode $\{\Phi\}^T$ sehingga diperoleh persamaan (3.82).

$$\{\phi\}^T [M][\phi]\ddot{z} + \{\phi\}^T [C][\phi]\dot{z} + \{\phi\}^T [K][\phi]z = -\{\phi\}^T [M][1]\ddot{y}_g - \{\phi\}^T [F] \quad (3.82)$$

Untuk pembahasan awal akan ditinjau pengaruh mode ke-1 saja. Misalnya diambil struktur yang mempunyai 3-derajat kebebasan, maka perkalian suku pertama persamaan (3.82) Sebenarnya adalah berbentuk persamaan (3.83).

$$\begin{Bmatrix} \phi_{11} & \phi_{21} & \phi_{31} \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Z}_1 \\ \ddot{Z}_2 \\ \ddot{Z}_3 \end{Bmatrix} \quad (3.83)$$

Menurut contoh sebelumnya telah terbukti bahwa hubungan orthogonal akan terbukti apabila i tidak sama dengan j . Dengan demikian untuk mode ke-1 persamaan (3.83) akan menjadi persamaan (3.84).

$$\begin{Bmatrix} \phi_{11} & \phi_{21} & \phi_{31} \end{Bmatrix} \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{Bmatrix} \ddot{Z}_1 \quad (3.84)$$

Untuk mode ke-j maka secara umum persamaan (3.84) juga dapat ditulis dengan persamaan (3.85).

$$\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \ddot{Z}_j \quad (3.85)$$

Cara seperti diatas juga berlaku untuk suku ke-2 dan ke-3 pada persamaan (3.85). Dengan demikian setelah diperhatikan hubungan orthogonal persamaan (3.85) akan menjadi persamaan (3.86).

$$\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \ddot{Z}_j + \{\phi\}_j^T [C] \{\phi\}_j \dot{Z}_j + \{\phi\}_j^T [K] \{\phi\}_j Z_j = -\{\phi\}_j^T [M] \ddot{y}_i - \{\phi\}_j^T [F] \quad (3.86)$$

Persamaan (3.86) adalah persamaan differensial yang bebas/independent antar satu dengan yang lain. Persamaan tersebut diperoleh setelah diterapkannya hubungan orthogonal, baik untuk orthogonal untuk matrik massa, matrik redaman dan matrik kekakuan. Sekali lagi sama dengan nol, kecuali untuk $i=j$. Dengan demikian untuk n-derajat kebebasan dengan n-persamaan differensial yang dahulunya bersifat *coupling* sekarang menjadi independent/*uncoupling*. Dengan sifat-sifat seperti itu maka penyelesaian persamaan differensial dapat diselesaikan untuk setiap pengaruh mode.

Berdasarkan persamaan (3.86), maka akan didefinisikan suatu generalisasi massa (generalized mass), redaman dan kekakuan sebagai persamaan (3.87).

$$\begin{aligned} M_j^* &= \{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j \\ C_j^* &= \{\phi\}_j^T [C] \{\phi\}_j \\ K_j^* &= \{\phi\}_j^T [K] \{\phi\}_j \\ P_j^* &= \{\phi\}_j^T [M] \\ F_j^* &= \{\phi\}_j^T [F] \end{aligned} \quad (3.87)$$

Misal bangunan bertingkat-3, maka orde perkalian matriks pada persamaan (3.87) adalah $1 \times 3 \quad 3 \times 3 \quad 3 \times 1 = 1 \times 1$. Artinya persamaan (3.87) adalah suatu persamaan independent untuk mode ke-j. Dengan demikian dengan memakai persamaan (3.87), maka persamaan (3.86) akan menjadi persamaan (3.88).

$$M_j^* \ddot{z} + C_j^* \dot{z} + K_j^* z = -P_j^* \ddot{y}_g - F_j^* \quad (3.88)$$

Dibagi dengan M_j^* , maka,

$$\ddot{z} + \frac{C_j^*}{M_j^*} \cdot \dot{z} + \frac{K_j^*}{M_j^*} \cdot z = -\frac{P_j^*}{M_j^*} \cdot \ddot{y}_g - \frac{F_j^*}{M_j^*} \quad (3.89)$$

Misal,

$$\frac{C_j^*}{M_j^*} = 2\xi\omega \quad \text{dan} \quad \omega_j^* = \frac{K_j^*}{M_j^*} \quad \text{dan} \quad \Gamma_j = \frac{P_j^*}{M_j^*} \quad (3.90)$$

menjadi,

$$\ddot{z} + 2\xi\omega \cdot \dot{z} + \omega^2 \cdot z = -\Gamma \cdot \ddot{y}_g - \frac{F_j^*}{M_j^*} \quad (3.91)$$

Dibagi dengan Γ jadi

$$\frac{\ddot{z}}{\Gamma} + 2\xi\omega \cdot \frac{\dot{z}}{\Gamma} + \omega^2 \cdot \frac{z}{\Gamma} = -\ddot{y}_g - \frac{F_j^*}{M_j^* \cdot \Gamma} \quad (3.92)$$

Misal,

$$\frac{\ddot{z}}{\Gamma} = \ddot{g} \quad \frac{\dot{z}}{\Gamma} = \dot{g} \quad \frac{g}{\Gamma} = g \quad \frac{F_j^*}{M_j^* \cdot \Gamma} = R \quad (3.93)$$

Jadi

$$\ddot{g}_j + 2\xi\omega \cdot \dot{g}_j + \omega^2 \cdot g_j = -\ddot{y}_g - R \quad (3.94)$$

Dengan *Central Different*

$$\dot{g}_j = \frac{g_{j+1} - g_{j-1}}{2 \cdot \Delta t} \quad (3.95)$$

$$\ddot{g}_j = \frac{g_{j+1} - 2g_j + g_{j-1}}{\Delta t^2} \quad (3.96)$$

Jadi

$$\begin{aligned} & \left[\frac{g_{j+1} - 2g_j + g_{j-1}}{\Delta t^2} \right] + 2\xi\omega \cdot \left[\frac{g_{j+1} - g_{j-1}}{2 \cdot \Delta t} \right] + \omega^2 \cdot g_j = -\ddot{y}_g - R \\ & \frac{g_{j+1}}{\Delta t^2} - \frac{2g_j}{\Delta t^2} + \frac{g_{j-1}}{\Delta t^2} + \frac{2\xi\omega \cdot g_{j+1}}{2 \cdot \Delta t} - \frac{2\xi\omega \cdot g_{j-1}}{2 \cdot \Delta t} + \omega^2 \cdot g_j = -\ddot{y}_g - R \\ & \left[\frac{1}{\Delta t^2} + \frac{2\xi\omega}{2 \cdot \Delta t} \right] g_{j+1} + \left[\frac{1}{\Delta t^2} - \frac{2\xi\omega}{2 \cdot \Delta t} \right] g_{j-1} + \left[\omega^2 - \frac{2}{\Delta t^2} \right] g_j = -\ddot{y}_g - R \\ & \left[\frac{1}{\Delta t^2} + \frac{2\xi\omega}{2 \cdot \Delta t} \right] g_{j+1} = -\ddot{y}_g - R - \left[\frac{1}{\Delta t^2} - \frac{2\xi\omega}{2 \cdot \Delta t} \right] \cdot g_{j-1} - \left[\omega^2 - \frac{2}{\Delta t^2} \right] \cdot g_j \quad (3.97) \end{aligned}$$

Misal

$$a = \frac{1}{\Delta t^2} + \frac{2\xi\omega}{2\Delta t} \quad (3.98)$$

$$b = \frac{1}{\Delta t^2} - \frac{2\xi\omega}{2\Delta t} \quad (3.99)$$

$$c = \omega^2 - \frac{2}{\Delta t^2} \quad (3.100)$$

Jadi

$$\begin{aligned} a.g_{j+1} &= -\ddot{y}_g - R - b.g_{j-1} - c.g_j \\ g_{j+1} &= \frac{-\ddot{y}_g - R - b.g_{j-1} - c.g_j}{a} \end{aligned} \quad (3.101)$$

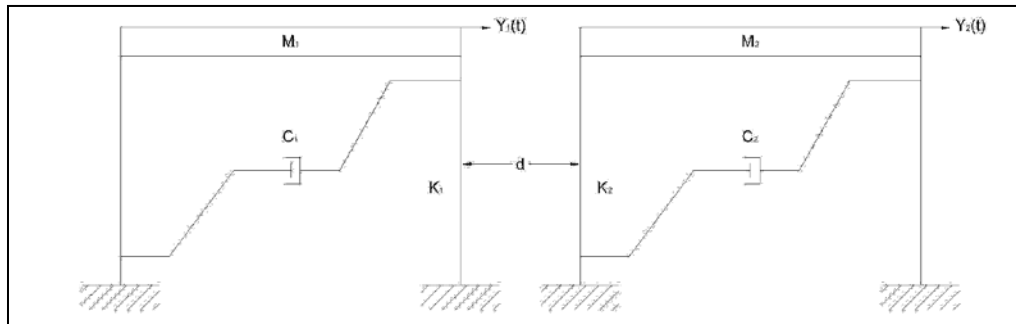
Persamaan (3.101) adalah persamaan differensial yang *independent* karena persamaan tersebut hanya berhubungan dengan tiap mode-mode. Nilai partisipasi setiap mode akan dihitung dengan mudah setelah koordinat setiap mode Φ_{ij} telah diperoleh. Nilai $g_i, \dot{g}_i, \ddot{g}_i$ dapat dihitung dengan integrasi secara numerik. Apabila nilai tersebut telah diperoleh maka nilai Z_i dapat dihitung. Dengan demikian simpangan horizontal setiap tingkat dapat dihitung.

3.11 Gaya Pounding

Formula analisis untuk menghitung gaya *pounding* bermacam-macam. Berbagai tinjauan dan pendekatan-pendekatan asumsi membuat formula analisis untuk menghitung gaya *pounding* mempunyai variasi yang banyak seperti:

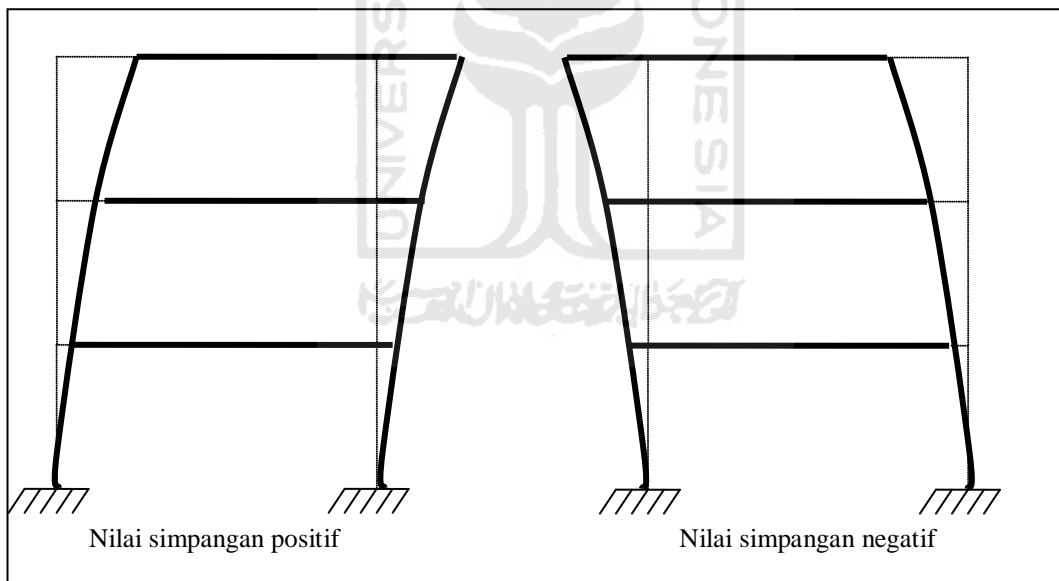
- a. *Stereomechanical model*,
- b. *Linear spiring model*,
- c. *Kelvin model*,
- d. *Hertz model*, dan
- e. *A linear viscoelastic model*.

Formula analisis untuk penelitian kali ini menggunakan *a linear viscoelastic model*. Menurut Jankowski (2005) formula tersebut dapat dilihat pada persamaan (3.102), (3.103), dan (3.104). Model tumbukan dapat dipahami lebih jelas pada Gambar 3.14.



Gambar 3.14 modelling struktur tumbukan

Arah getaran struktur akan menentukan nilai sehingga harus dibuat perjanjian tanda terlebih dahulu yaitu apabila arah simpangan berada di sebelah kanan, maka simpangan nilainya positif (+) sedang sebaliknya untuk arah simpangan sebelah kiri, maka simpangan nilainya negatif (-). Untuk dapat memahami lebih mudah dapat dilihat pada Gambar 3.15.



Gambar 3.15 Perjanjian tanda arah simpangan

Apabila kedua struktur (Gambar.3.15) mengalami getaran, tumbukan dapat diidentifikasi dengan persamaan 3.102.

$$\delta(t) > Y_1(t) - Y_2(t) - d, \quad (3.102)$$

$$F(t) = k.\delta_{(t)} + c.\dot{\delta}_{(t)} \quad (3.103)$$

$$c = 2\xi \sqrt{k \frac{m_1.m_2}{m_1 + m_2}} \quad (3.104)$$

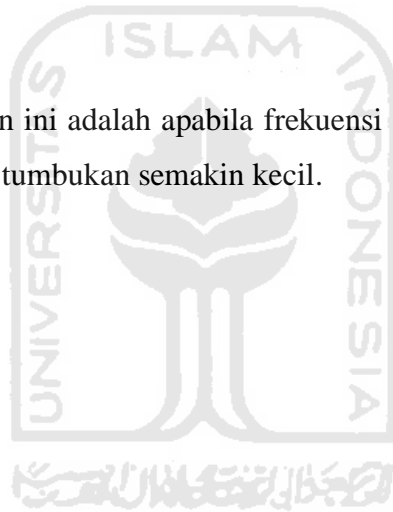
$$\xi = \frac{-\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \quad (3.105)$$

e = koefisien restitusi dengan range 0 (plastis) sampai 1 (elastis)

Persamaan (3.103) tersebut kemudian dimasukkan kedalam persamaan (3.80).

3.12 Hipotesis

Hipotesis penelitian ini adalah apabila frekuensi getaran 2 bangunan yang semakin mendekati, maka tumbukan semakin kecil.



BAB IV

METODE PENELITIAN

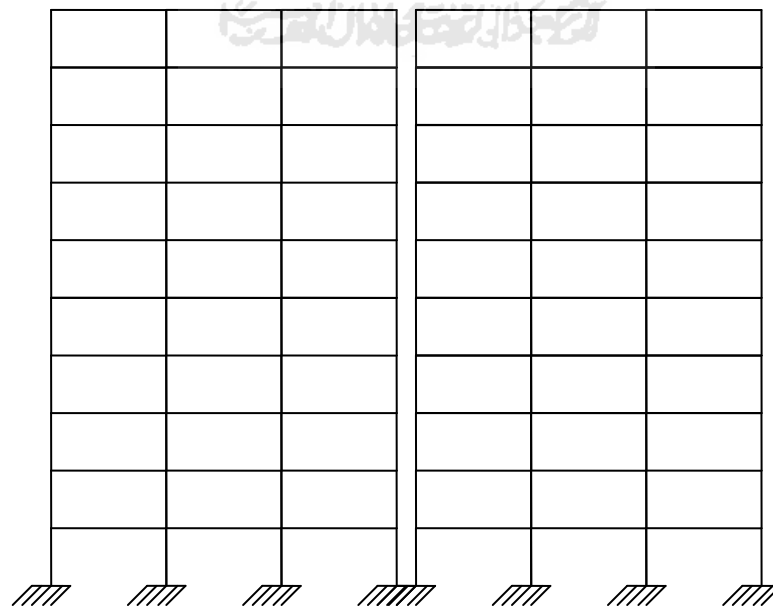
Metode penelitian adalah cara seorang peneliti akan melakukan eksekusi suatu riset. Bab ini akan membahas mengenai berbagai tahap yang dilakukan dari adanya rumusan masalah sampai menghasilkan suatu kesimpulan .

4.1 PENGERTIAN

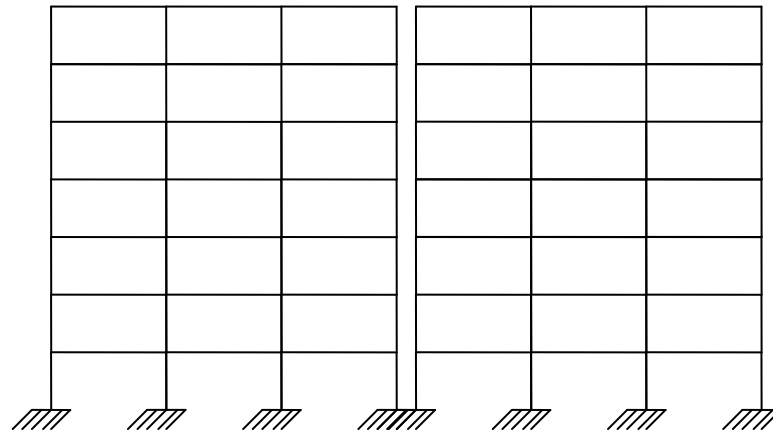
Penelitian yang dilaksanakan adalah studi analisis getaran bangunan dengan menerapkan landasan teori pada bab sebelumnya. Dengan menggunakan variasi gap, perbandingan massa dan kekakuan, perhitungan analisis dapat digunakan untuk rumus-rumus berupa perhitungan kekakuan, metode polinomial, hubungan orthogonal, model analisis (*superposition methods*), dan *a linear viscoelastic model*.

4.2 MODEL STRUKTUR

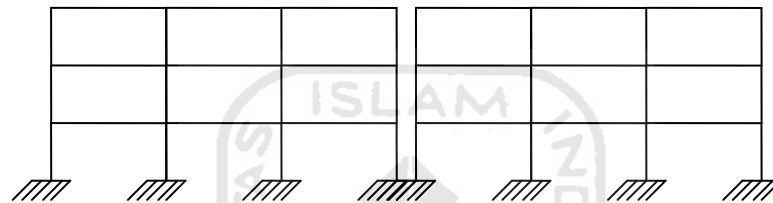
Bangunan yang akan dianalisis adalah bangunan sederhana dua dimensi (2D) seperti Gambar 4.1, 4.2, dan 4.3.



Gambar 4.1 Model lantai 10 dengan lantai 10



Gambar 4.2 Model lantai 7 dengan lantai 7



Gambar 4.3 Model lantai 3 dengan lantai 3

DATA

Data merupakan komponen bahan yang harus mewakili dari rumusan masalah yang meliputi massa, bentang, tinggi, *damping ratio*, rekaman gempa, nilai gap, analisis.

4.3.1 Massa

Beban hidup yang dipakai adalah 250 Kg/m^2 .

4.3.2 Bentang

Bentang balok antar kolom yang akan digunakan yaitu 8 meter sebanyak 3 buah

4.3.3 Tinggi lantai

Tinggi lantai yang digunakan yaitu 4 meter.

4.3.4 *Damping Ratio* (ξ)

Damping ratio adalah suatu ratio antara koefisien redaman (c) dengan koefisien redaman pada saat kritis (c_{cr}). Chopra (1995) telah membahas tentang berbagai nilai koefisien redaman ξ sebagai fungsi dari respon struktur. Ragam nilai rasio redaman struktur dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Nilai-nilai rasio redaman ξ untuk berbagai jenis dan kondisi

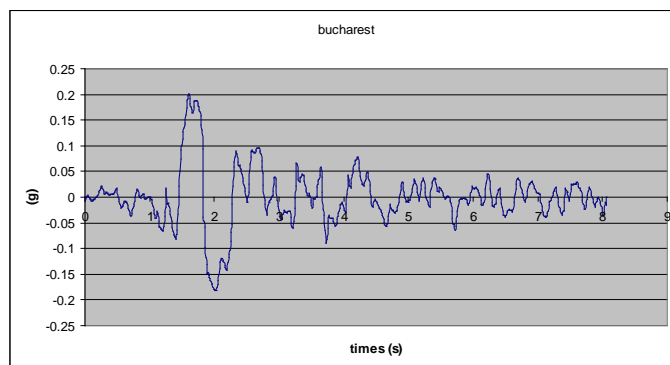
Level tegangan (stress level)	Jenis dan kondisi struktur	Rasio Redaman (damping Ratio)
Tegangan elastik atau tegangan 0,5 tegangan leleh	Struktur baja las	2-3 %
	beton prestress	
	beton biasa retak rambut	
	beton biasa retak minor	3-5 %
	Struktur baja sambungan baut, keling	5-7 %
	Struktur kayu dengan sambungan baut/paku	
Tegangan sedikit dibawah leleh atau pada saat leleh	struktur baja las	5-7 %
	beton prestress tanpa loss of orestress secara total	7-10 %
	beton prestress dengan teganan lanjut	
	struktur baja dengan sambungan baut, keling	10-15 %
	Struktur kayu dengan sambungan baut	
	Struktur kayu dengan sambungan paku	15-20 %

Sumber: (Newmark N.M, Hall W.J (1982))

Berdasarkan Tabel 4.1, penelitian ini menggunakan damping rasio 5% karena material struktur adalah beton.

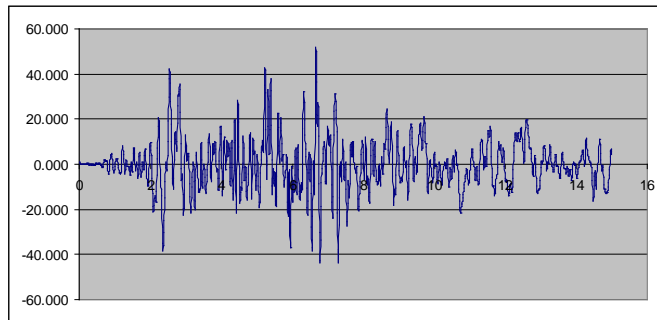
4.3.5 Rekaman Gempa

Rekaman gempa berupa rekaman percepatan tanah ketika terjadi peristiwa gempa. Penelitian ini akan menggunakan rekaman percepatan gempa Bucharest (Gambar 4.4) dan gempa Parkfield (Gambar 4.5). Rekaman percepatan gempa tersebut kemudian disesuaikan dengan kondisi tanah yang ada di Yogyakarta.



Gambar 4.4 Rekaman gempa Bucharest

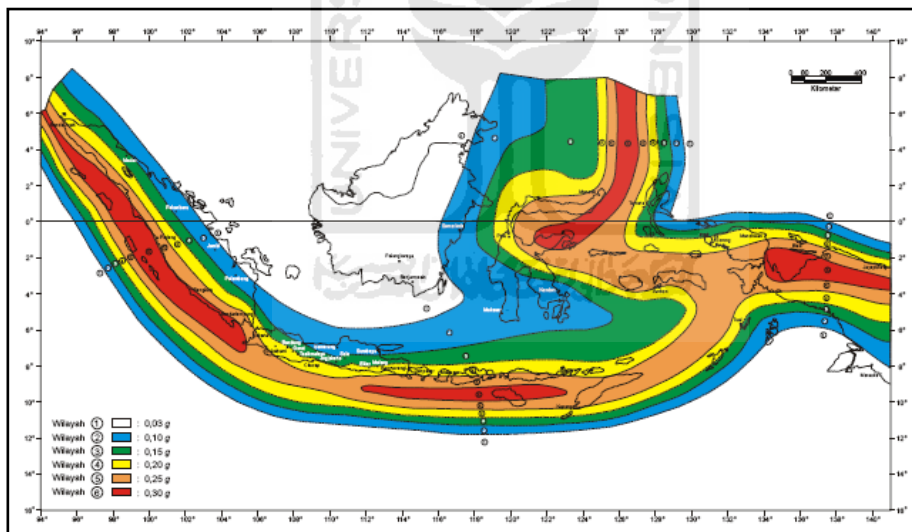
(www.peerberkeley.com)



Gambar 4.5 Rekaman gempa Parkfield

(www.peerberkeley.com)

Menurut *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung/SNI-1726-2002* (Gambar 4.6), Yogyakarta berada pada wilayah zona gempa 3.



Gambar 4.6 Peta wilayah gempa

(sumber: SNI-1726-2002)

Amplifikasi atau sering disebut juga dengan perbesaran percepatan gempa dari batuan dasar ke permukaan tanah. Menurut SNI-1726-2002, wilayah gempa 3 dengan tanah keras sebesar 0.18 g.

Tabel 4.1 Percepatan gempa

wilayah gempa	percepatan puncak batuan dasar (g)	percepatan puncak dipermukaan tanah (g)			
		tanah keras	tanah sedang	tanah lunak	tanah khusus
1	0.03	0.04	0.05	0.08	perlu dievaluasi khusus disetiap lokasi
2	0.1	0.12	0.15	0.2	
3	0.15	0.18	0.23	0.3	
4	0.2	0.24	0.28	0.34	
5	0.25	0.28	0.32	0.36	
6	0.3	0.33	0.36	0.38	

(sumber: SNI-1726-2002)

4.3.6 Nilai *gap* (separasi)

Dilatasi yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar-gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (SNI-1726-2002).

Nilai *gap* yang akan digunakan untuk penelitian adalah mulai dari 0.2 cm sampai tidak terjadi suatu tumbukan dengan kelipatan 0.2 cm.

4.4 Analisis

Analisis dilakukan dengan menggunakan gabungan metode antara *a linear viscoelastic model* dengan *superposition*. Tahap pelaksanaan untuk analisis ini adalah:

1. menghitung massa bangunan,
2. menghitung Kekakuan bangunan,
3. menghitung Frekuensi dan mode getaran,
4. menghitung simpangan tiap tingkat dengan metode superposisi bangunan,
5. menentukan tumbukan dengan $\delta_{ij}(t) > x_{ij}^1(t) - x_{ij}^2(t) - d$.(Gambar 4.7)

Apabila terjadi tumbukan, perhitungan gaya dengan *a linear viscoelastic model*, apabila tidak terjadi tumbukan, maka tidak ada perhitungan gaya tumbukan,

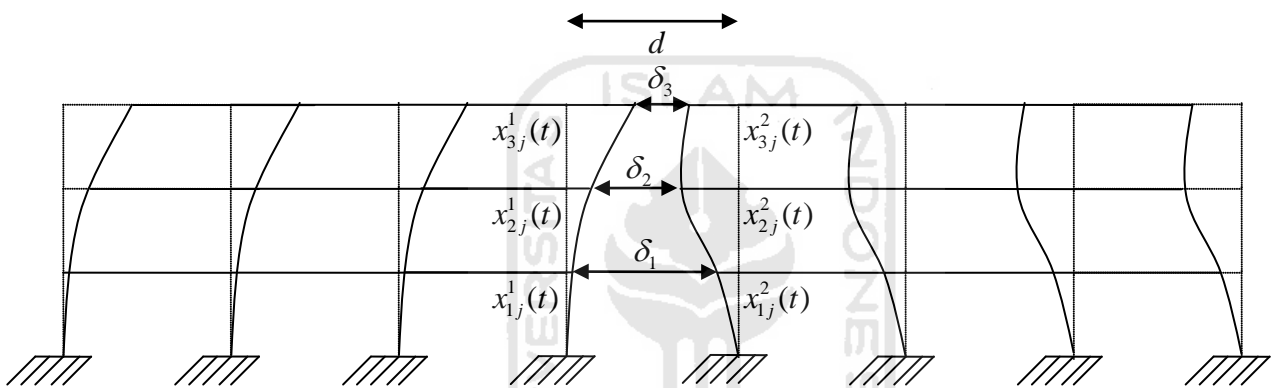
6. menghitung *drift ratio*, dan
7. membandingkan semua hasil dari berbagai variabel.

Flowchart tahap analisis dapat dilihat pada Gambar 4.8.

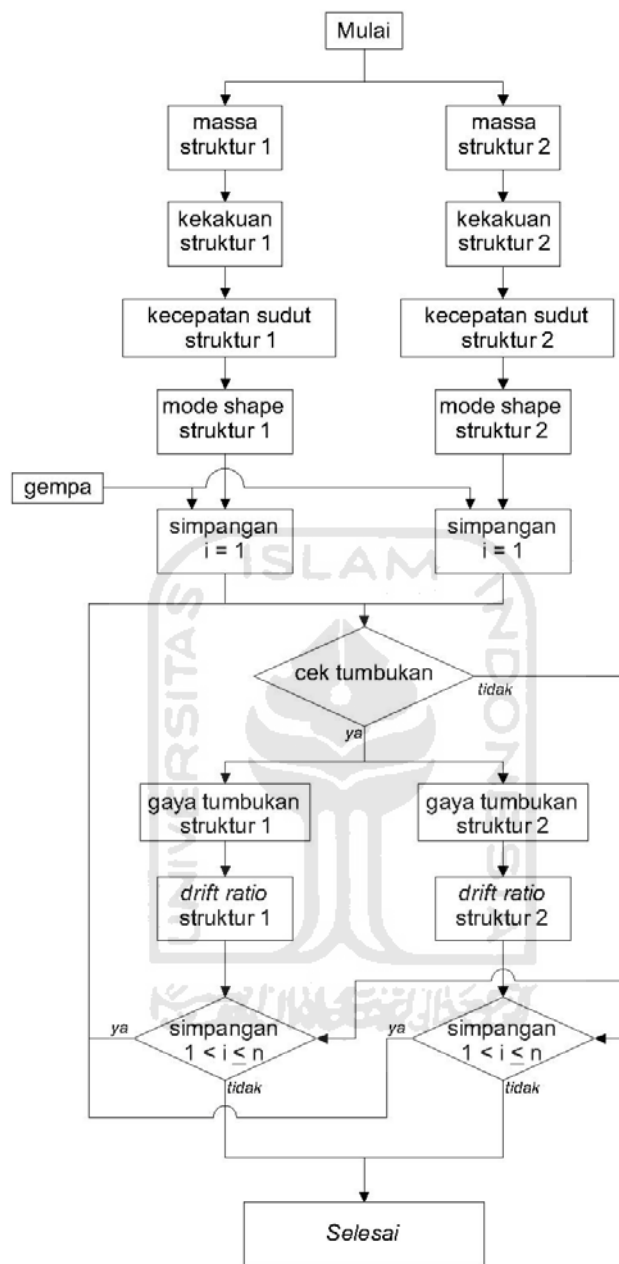
4.5 HASIL

Hasil dari penelitian ini berupa:

1. perbandingan kebutuhan dilatasi,
2. perbandingan simpangan,
3. perbandingan gaya tumbukan, dan
4. status dari *drift ratio*.



Gambar 4.7 *Flowchart* tahapan analisa



Gambar 4.8 Flowchart tahapan analisa

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Analisis dan pembahasan pada penelitian ini akan mengulas mengenai variabel yang sudah ditentukan pada bab sebelumnya, verifikasi program matlab, perbandingan dilatasi, perbandingan perbesaran simpangan, perbandingan gaya tumbukan dan status drift rasio.

5.1 Pendahuluan

Analisis yang dilakukan berdasarkan dari variabel yang ada. Variabel dibuat cluster untuk memudahkan pemahaman mengenai hasil dari analisis (Tabel 5.1).

Tabel 5.1 *Cluster Variabel*

jumlah lantai	rec. Gempa	struktur 1	struktur 2	<i>gap</i>
lantai 3	Parkfield	kaku	kaku	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		kaku	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		fleksibel	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
	Bucharest	kaku	kaku	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		kaku	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		fleksibel	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
lantai 7	Parkfield	kaku	kaku	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		kaku	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		fleksibel	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
	Bucharest	kaku	kaku	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		kaku	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		fleksibel	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
lantai 9	Parkfield	kaku	kaku	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		kaku	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		fleksibel	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
	Bucharest	kaku	kaku	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		kaku	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding
		fleksibel	fleksibel	0.2 cm, 0.4 cm, sampai tidak terjadi pounding

Dari berbagai variabel pada Tabel 5.1, kemudian akan digunakan untuk melihat perbandingan-perbandingan seperti:

1. Perbandingan kebutuhan dilatasi,
2. Perbandingan simpangan,
3. Perbandingan gaya tumbukan, dan
4. Status dari drift rasio.

5.2 Perhitungan Properties Bangunan

Perhitungan massa, kekakuan, dan berat menggunakan data:

1. bentang sumbu x = 8 m,
2. bentang sumbu y = 8 m, dan
3. tinggi lantai = 4 m.

Untuk pembebanan struktur:

1. plat lantai,
 - a. plat beton = $0,12 \times 24 \times 8 \times 1,2$ = 27,6 KN/m
 - b. spesi = $0,02 \times 24 \times 8 \times 1,2$ = 4,61 KN/m
 - c. pasir = $0,05 \times 18 \times 8 \times 1,2$ = 8,64 KN/m
 - d. keramik = $0,01 \times 24 \times 8 \times 1,2$ = 2,30 KN/m
 - e. lain-lain = $0,02 \times 8 \times 1,2$ = 0,19 KN/m
2. balok = $0,35 \times 0,70 \times 24 \times 1,2$ = 7,056 KN/m
3. tembok = $(4,00-0,70) \times 2,5 \times 1,2$ = 9,90 KN/m
4. beban hidup = $2,5 \times 8 \times 1,6$ = 32 KN/m

Apabila nilai-nilai tersebut dijumlah, maka akan mendapatkan berat total 92,35KN/m atau 11,54 KN/m²(karena area 8m x 8m).

Perhitungan estimasi dimensi kolom

Luas	= 8 x 8	= 64 m ²
Beban	= 11,54 $\frac{KN}{m^2}$	
Gaya aksial	= 11,54 $\frac{KN}{m^2}$ × 64 m ²	= 738 kN (1 Lantai)
<i>P</i> total (untuk 3 lantai)	= 3 × 738 kN	= 2216,352 KN
<i>Pu</i> max	≤ 0.3 × <i>Ag</i> × <i>fc</i> '	
<i>Ag</i> ≥	$\frac{Pu \text{ max}}{0.3 \times fc'}$	

$$\geq \frac{2216,352 \times 1000}{0.3 \times 25}$$

$$\geq 295513,6 \text{ mm}^2$$

Kolom Persegi Panjang

$$b = 550 \text{ mm}$$

$$b \times h = Ag$$

$$h = \frac{Ag}{b} = \frac{295513,6}{550}$$

$$= 537 \text{ mm} \approx 550 \text{ mm}$$

Jadi untuk dimensi kolom 55 cm x 55 cm

Tahapan perhitungan kekakuan sebagai berikut:

1. jumlah bentang 3 buah
2. tinggi lantai 4 m
3. dimensi kolom 36 cm x 36 cm

modulus elastis 2,8 E+05 Kg/cm²

$$4. \text{ kekakuan} = \frac{12 \times E \times I}{l^3} = \frac{12 \times 2,8E + 05 \times \left(\frac{1}{12} \times 55 \times 55^3\right)}{400^3}$$

$$= 40033,984 \text{ kg/cm}$$

$$\text{total kekakuan tiap lantai} = 4 \times 40033,984 = 160135,9 \text{ kg/cm}$$

5.3 Verifikasi

Verifikasi berguna untuk mengetahui bagaimana program tersebut sesuai dengan yang direncanakan. Hasil *output* dari program matlab harus sesuai dengan perhitungan manual. Sampel yang digunakan untuk verifikasi adalah bangunan 3 (tiga) lantai dengan struktur yang mempunyai kekakuan lentur-lentur dengan beban gempa parkfield.

Struktur 1:

Perhitungan mode shape:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \text{ dan } [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

Diringkas menjadi

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \text{ dan } [K] = \begin{bmatrix} 2k & -k & 0 \\ -k & 2k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix}$$

Persamaan *eigenproblem*

$$\left[\begin{bmatrix} 2k & -k & 0 \\ -k & 2k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \right] \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Jadi

$$\begin{bmatrix} 2k - \omega^2 m & -k & 0 \\ -k & 2k - \omega^2 m & -k \\ 0 & -k & k - \omega^2 m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Disederhanakan

$$\begin{bmatrix} 2 - \frac{\omega^2}{k/m} & -1 & 0 \\ -1 & 2 - \frac{\omega^2}{k/m} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \frac{\omega^2}{k/m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

dimana $\lambda = \frac{\omega^2}{k/m}$

jadi

$$\begin{bmatrix} 2 - \lambda & -1 & 0 \\ -1 & 2 - \lambda & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Persamaan disederhanakan menjadi:

$$[2 - \lambda] \phi_1 - \phi_2 = 0$$

$$-\phi_1 + [2 - \lambda]\phi_2 - \phi_3 = 0$$

$$-\phi_2 + [1 - \lambda]\phi_3 = 0$$

Misal $\phi_1 = 1$

$$2 - \lambda - \phi_2 = 0$$

$$\phi_2 = 2 - \lambda$$

$$-1 + [2 - \lambda][2 - \lambda] - \phi_3 = 0$$

$$-1 + 4 - 2\lambda - 2\lambda + \lambda^2 - \phi_3 = 0$$

$$3 - 4\lambda + \lambda^2 - \phi_3 = 0$$

$$\phi_3 = \lambda^2 - 4\lambda + 3$$

Jadi

$$-[2 - \lambda] + [1 - \lambda][\lambda^2 - 4\lambda + 3] = 0$$

$$-2 + \lambda + \lambda^2 - 4\lambda + 3 - \lambda^3 + 4\lambda^2 - 3\lambda = 0$$

$$-\lambda^3 + 5\lambda^2 - 6\lambda + 1 = 0$$

Jadi persamaan $-\lambda^3 + 5\lambda^2 - 6\lambda + 1 = 0$

Dengan bantuan kalkulator algebra

$$\lambda_1 = 0,198$$

$$\lambda_2 = 1,555$$

$$\lambda_3 = 3,247$$

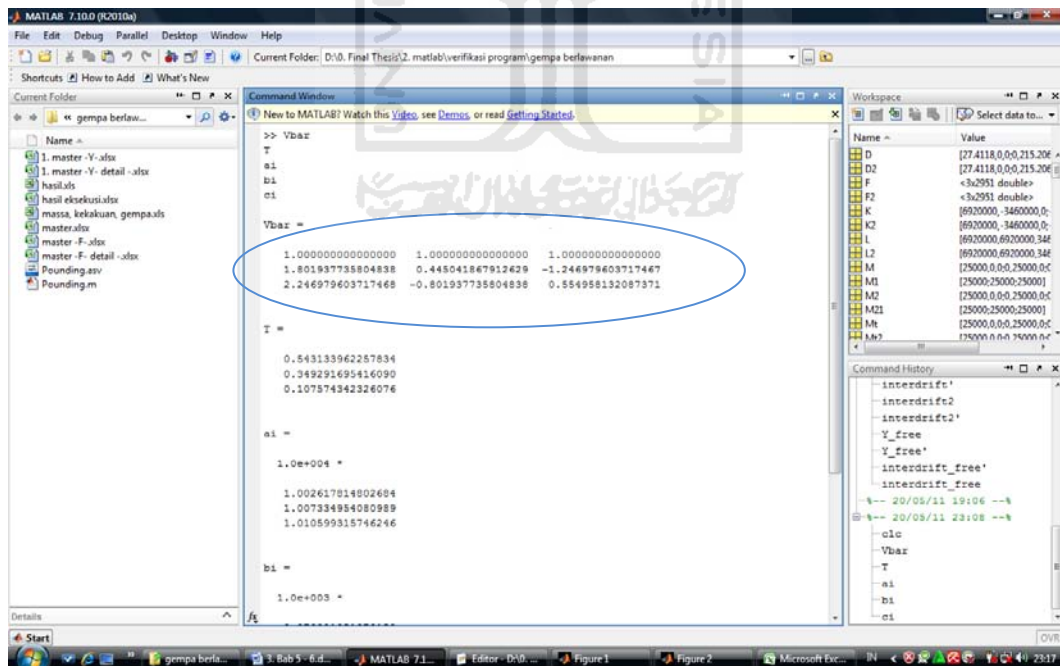
Untuk mempermudah pembacaan hasil perhitungan *mode shape*, dapat dilihat pada Tabel 5.2 dihalaman selanjutnya.

Tabel 5.2 Hasil Perhitungan *Mode Shape* Bangunan Pertama

<i>MODE SHAPE</i>	ϕ_{i1} $\lambda_1 = 0,198$	ϕ_{i2} $\lambda_2 = 1,555$	ϕ_{i3} $\lambda_3 = 3,247$
ϕ_1	1	1	1
$\phi_2 = 2 - \lambda$	1,802	0,445	-1,247
$\phi_3 = \lambda^2 - 4\lambda + 3$	2,247	-0,802	0,555

$$\text{Mode Matrik } [\phi] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1,802 & 0,445 & -1,247 \\ 2,247 & -0,802 & 0,555 \end{bmatrix}$$

Perhitungan *mode shape* secara manual ternyata sesuai dengan hasil dari perhitungan mode shape yang dibantu dengan menggunakan program *software Matlab* (Gambar 5.1).



Gambar 5.1 Hasil Perhitungan *modeshape* dengan bantuan *software Matlab*

Nilai kecepatan sudut:

$$\lambda = \frac{\omega}{k/m}$$

$$\omega^2 = \frac{\lambda \cdot k}{m}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{\lambda \cdot k}{m}}$$

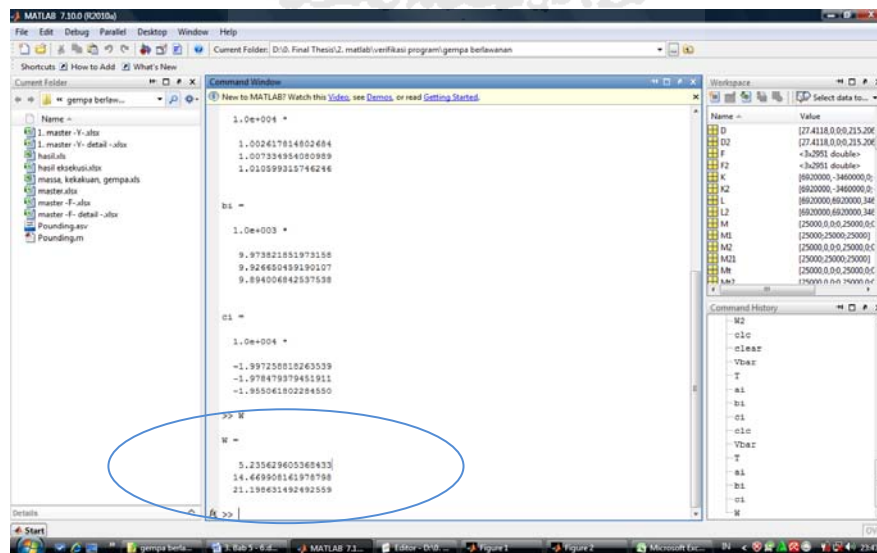
Untuk bangunan 1

$$\lambda_1 = 0,198 \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{0,198 \times 127360}{676.45}} = 5.235 \text{ rad/dt}$$

$$\lambda_2 = 1,555 \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{1,555 \times 127360}{676.45}} = 14.669 \text{ rad/dt}$$

$$\lambda_3 = 3,247 \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{3,247 \times 127360}{676.45}} = 21.198 \text{ rad/dt}$$

Perhitungan kecepatan sudut secara manual ternyata sesuai dengan hasil dari perhitungan kecepatan sudut yang dibantu dengan menggunakan program software Matlab (Gambar 5.2).



Gambar 5.2 Hasil Perhitungan kecepatan sudut dengan bantuan software Matlab

Cek hubungan orthogonal

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \text{ dan } [\phi] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1,802 & 0,445 & -1,247 \\ 2,247 & -0,802 & 0,555 \end{bmatrix}$$

$$P_1^* = [1 \quad 1.802 \quad 2.247] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 = 3415.5$$

$$P_2^* = [1 \quad 0.445 \quad -0.802] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 = 434.97$$

$$P_3^* = [1 \quad -1.247 \quad 0.555] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 = 208.35$$

$$M_1^* = [1 \quad 1.802 \quad 2.247] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 \times \begin{bmatrix} 1 \\ 1.802 \\ 2.247 \end{bmatrix} = 6289$$

$$M_2^* = [1 \quad 0.445 \quad -0.802] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 \times \begin{bmatrix} 1 \\ 0.445 \\ -0.802 \end{bmatrix} = 1245.5$$

$$M_3^* = [1 \quad -1.247 \quad 0.555] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 \times \begin{bmatrix} 1 \\ -1.247 \\ 0.555 \end{bmatrix} = 1936.7$$

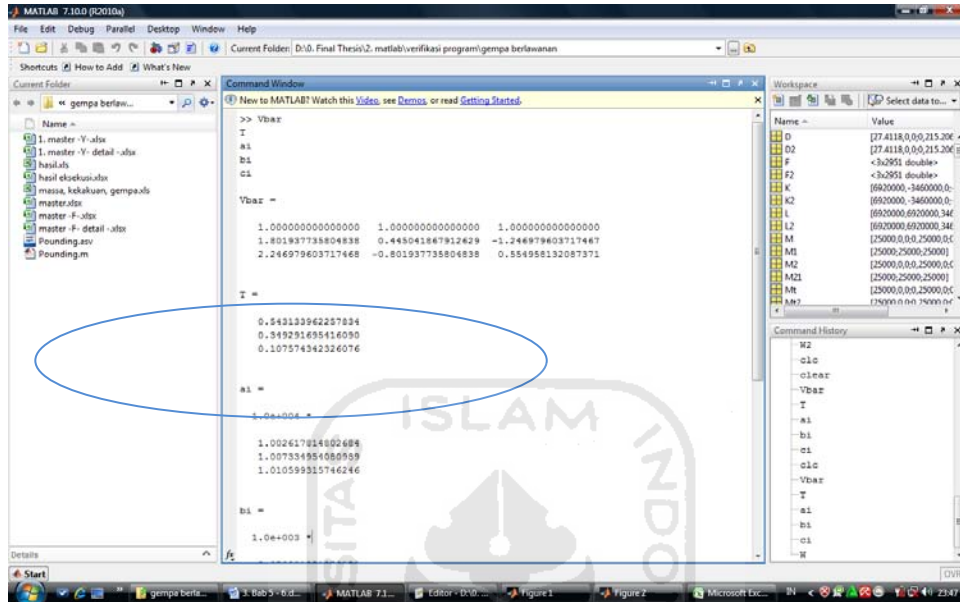
$$\Gamma_1 = \frac{3415.5}{6289} = 0.543$$

$$\Gamma_2 = \frac{434,97}{1245,5} = 0.349$$

$$\Gamma_3 = \frac{208,35}{1936,7} = 0.108$$

$$\Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3 = 1$$

Perhitungan hubungan orthogonal secara manual ternyata sesuai dengan hasil dari perhitungan hubungan orthogonal yang dibantu dengan menggunakan program *software Matlab* (Gambar 5.3).



Gambar 5.3 Hasil Perhitungan Hubungan orthogonal dengan bantuan *software Matlab*

$$a = \frac{1}{\Delta t^2} + \frac{2\xi\omega}{2.\Delta t}$$

$$b = \frac{1}{\Delta t^2} - \frac{2\xi\omega}{2.\Delta t}$$

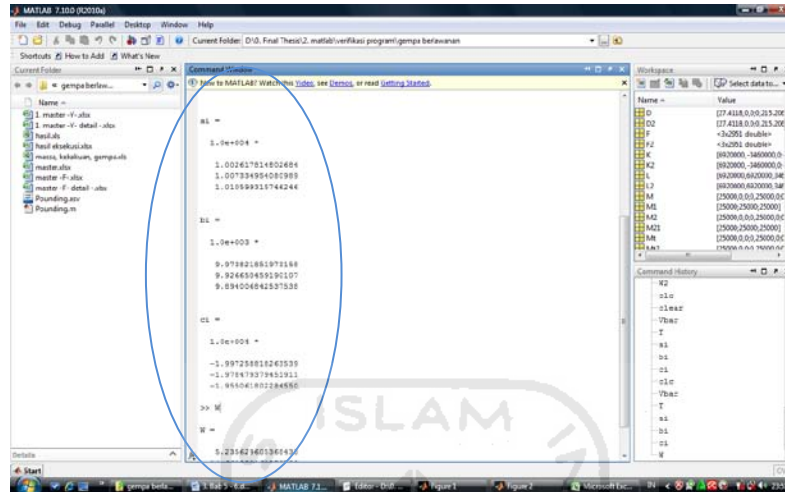
$$c = \omega^2 - \frac{2}{\Delta t^2}$$

Untuk mempermudah pembacaan perhitungan yang akan dimasukkan dalam persamaan 3.101 dapat dilihat pada Tabel 5.3 dibawah ini,

Tabel 5.3 hasil perhitungan struktur 1 yang akan dimasukkan dalam persamaan 3.101

	ω	a	b	c	Γ
Φ_1	6.105641	10026	9973	-19972	0.54309277
Φ_2	17.11055	10073	9926	-19774	0.34924445
Φ_3	24.7252	10106	9874	-19550	0.10758095

Perhitungan nilai a,b,c secara manual ternyata sesuai dengan hasil dari perhitungan nilai a,b,c yang dibantu dengan menggunakan program *software Matlab* (Gambar 5.4).



Gambar 5.4 Hasil Perhitungan nilai a,b,c dengan bantuan *software Matlab*

Bangunan 2

Cek hubungan orthogonal

Perhitungan mode shape

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \text{ dan } [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

Diringkas menjadi

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \text{ dan } [K] = \begin{bmatrix} 2k & -k & 0 \\ -k & 2k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix}$$

Persamaan *eigen problem*

$$\left\{ \begin{bmatrix} 2k & -k & 0 \\ -k & 2k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix} \right\} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Jadi

$$\begin{Bmatrix} 2k - \omega^2 m & -k & 0 \\ -k & 2k - \omega^2 m & -k \\ 0 & -k & k - \omega^2 m \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} 2k - \omega^2 m & -k & 0 \\ -k & 2k - \omega^2 m & -k \\ 0 & -k & k - \omega^2 m \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Disederhanakan

$$\begin{bmatrix} 2 - \frac{\omega^2}{k/m} & -1 & 0 \\ -1 & 2 - \frac{\omega^2}{k/m} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \frac{\omega^2}{k/m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

dimana $\lambda = \frac{\omega^2}{k/m}$

jadi

$$\begin{bmatrix} 2 - \lambda & -1 & 0 \\ -1 & 2 - \lambda & -1 \\ 0 & -1 & 1 - \lambda \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Persamaan disederhanakan menjadi:

$$[2 - \lambda] \phi_1 - \phi_2 = 0$$

$$-\phi_1 + [2 - \lambda] \phi_2 - \phi_3 = 0$$

$$-\phi_2 + [1 - \lambda] \phi_3 = 0$$

Misal $\phi_1 = 1$

$$2 - \lambda - \phi_2 = 0$$

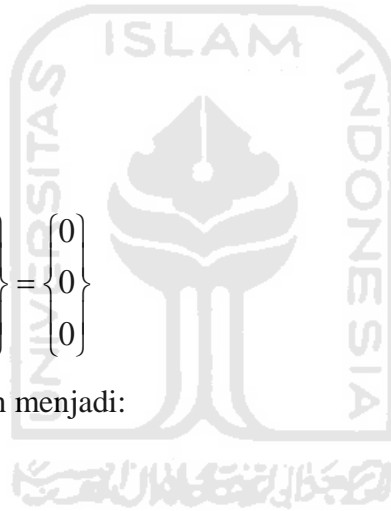
$$\phi_2 = 2 - \lambda$$

$$-1 + [2 - \lambda][2 - \lambda] - \phi_3 = 0$$

$$-1 + 4 - 2\lambda - 2\lambda + \lambda^2 - \phi_3 = 0$$

$$3 - 4\lambda + \lambda^2 - \phi_3 = 0$$

$$\phi_3 = \lambda^2 - 4\lambda + 3$$



Jadi

$$-[2-\lambda]+[1-\lambda][\lambda^2-4\lambda+3]=0$$

$$-2+\lambda+\lambda^2-4\lambda+3-\lambda^3+4\lambda^2-3\lambda=0$$

$$-\lambda^3+5\lambda^2-6\lambda+1=0$$

Jadi persamaan $-\lambda^3+5\lambda^2-6\lambda+1=0$

Dengan bantuan kalkulator algebra,

$$\lambda_1 = 0,198$$

$$\lambda_2 = 1,555$$

$$\lambda_3 = 3,247$$

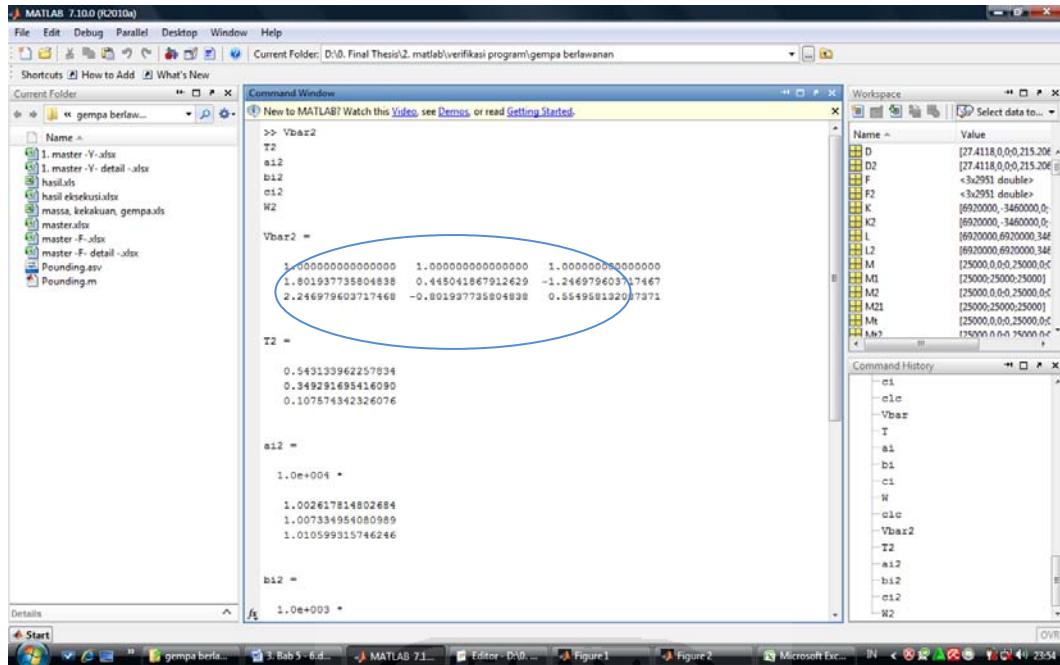
Untuk mempermudah pembacaan hasil perhitungan *mode shape*, dapat dilihat pada Tabel 5.4 dibawah ini.

Tabel 5.4 Hasil Perhitungan *Mode Shape* Bangunan kedua

<i>MODE SHAPE</i>	ϕ_{i1} $\lambda_1 = 0,198$	ϕ_{i2} $\lambda_2 = 1,555$	ϕ_{i3} $\lambda_3 = 3,247$
ϕ_1	1	1	1
$\phi_2 = 2 - \lambda$	1,802	0,445	-1,247
$\phi_3 = \lambda^2 - 4\lambda + 3$	2,247	-0,802	0,555

$$\text{Mode Matrik } [\phi] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1,802 & 0,445 & -1,247 \\ 2,247 & -0,802 & 0,555 \end{bmatrix}$$

Perhitungan mode shape secara manual ternyata sesuai dengan hasil dari perhitungan mode shape yang dibantu dengan menggunakan program *software Matlab* (Gambar 5.5).



Gambar 5.5 Hasil Perhitungan *modeshape* dengan bantuan *software Matlab*

$$\lambda = \frac{\omega}{k/m}$$

$$\omega^2 = \frac{\lambda.k}{m}$$

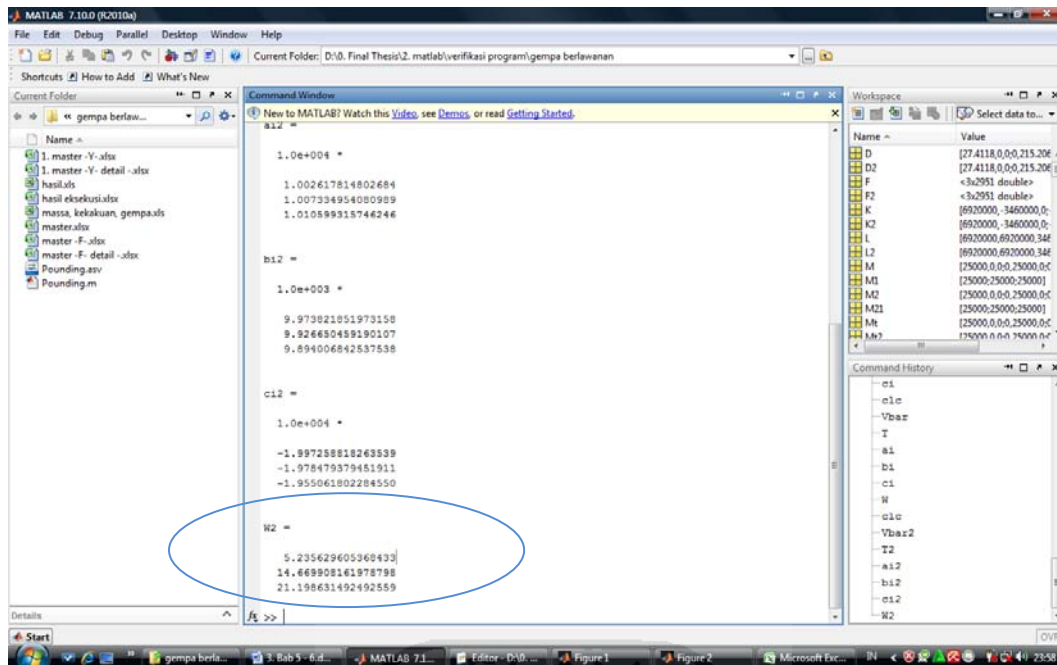
$$\omega = \sqrt{\frac{\lambda.k}{m}}$$

$$\lambda_1 = 0,198 \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{0,198 \times 2547200}{676.45}} = 5.235 \text{ rad/dt}$$

$$\lambda_2 = 1,555 \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{1,555 \times 2547200}{676.45}} = 14.669 \text{ rad/dt}$$

$$\lambda_3 = 3,247 \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{3,247 \times 2547200}{676.45}} = 21.198 \text{ rad/dt}$$

Perhitungan kecepatan sudut secara manual ternyata sesuai dengan hasil dari perhitungan kecepatan sudut yang dibantu dengan menggunakan program *software Matlab* (Gambar 5.6).



Gambar 5.6 Hasil Perhitungan kecepatan sudut dengan bantuan *software Matlab*

Cek hubungan orthogonal

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \text{ dan } [\phi] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1,802 & 0,445 & -1,247 \\ 2,247 & -0,802 & 0,555 \end{bmatrix}$$

$$P_1^* = [1 \quad 1.802 \quad 2.247] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 = 3415.5$$

$$P_2^* = [1 \quad 0.445 \quad -0.802] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 = 434.97$$

$$P_3^* = [1 \quad -1.247 \quad 0.555] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 = 208.35$$

$$M_1^* = [1 \quad 1.802 \quad 2.247] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 \times \begin{bmatrix} 1 \\ 1.802 \\ 2.247 \end{bmatrix} = 6289$$

$$M_2^* = [1 \quad 0.445 \quad -0.802] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 \times \begin{bmatrix} 1 \\ 0.445 \\ -0.802 \end{bmatrix} = 1245.5$$

$$M_3^* = [1 \quad -1.247 \quad 0.555] \times \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \times 676.45 \times \begin{bmatrix} 1 \\ -1.247 \\ 0.555 \end{bmatrix} = 1936.7$$

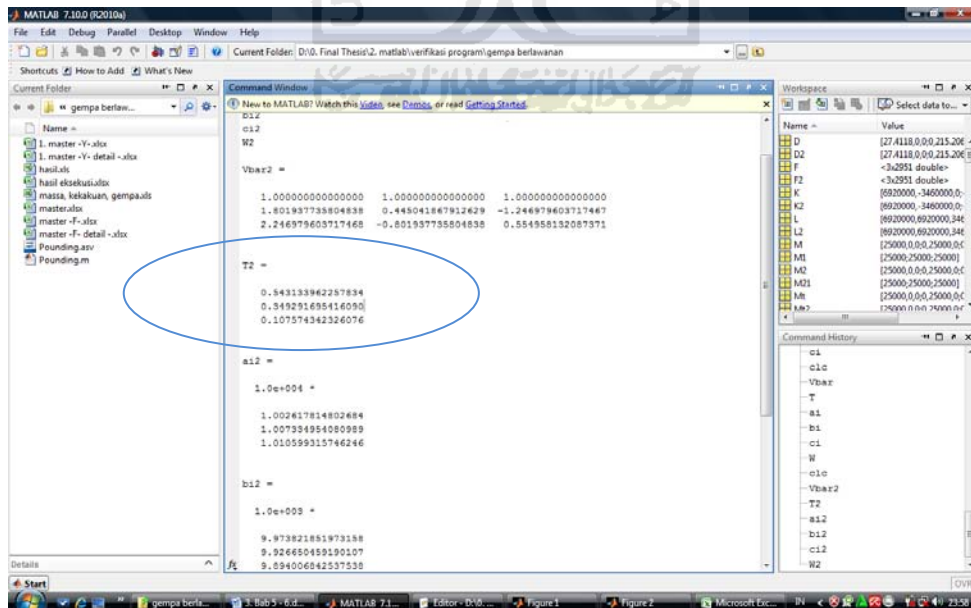
$$\Gamma_1 = \frac{3415.5}{6289} = 0.543$$

$$\Gamma_2 = \frac{434,97}{1245,5} = 0.349$$

$$\Gamma_3 = \frac{208,35}{1936,7} = 0.108$$

$$\Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3 = 1$$

Perhitungan hubungan orthogonal secara manual ternyata sesuai dengan hasil dari perhitungan hubungan orthogonal yang dibantu dengan menggunakan program *software Matlab* (Gambar 5.7).



Gambar 5.7 Hasil Perhitungan Hubungan orthogonal dengan bantuan *software Matlab*

$$a = \frac{1}{\Delta t^2} + \frac{2\xi\omega}{2.\Delta t}$$

$$b = \frac{1}{\Delta t^2} - \frac{2\xi\omega}{2.\Delta t}$$

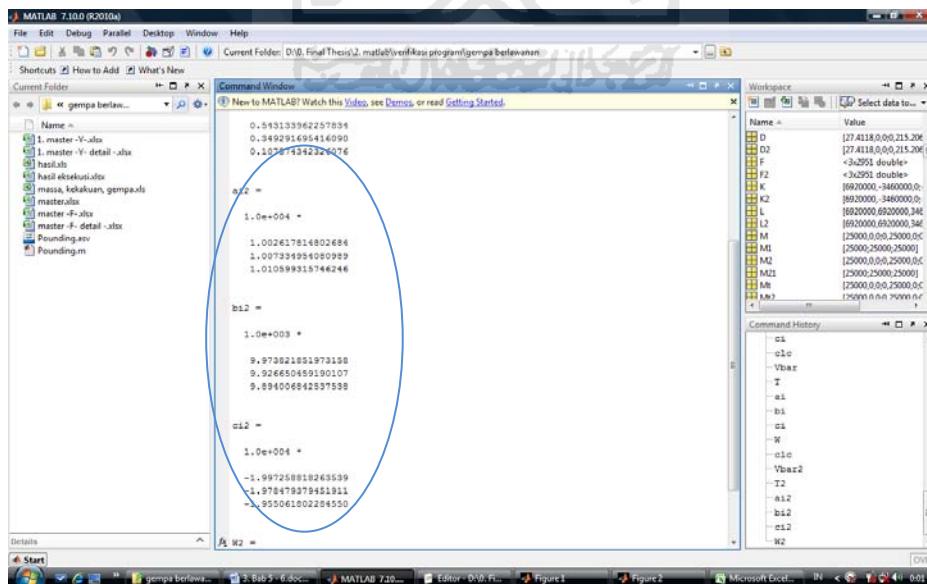
$$c = \omega^2 - \frac{2}{\Delta t^2}$$

Untuk mempermudah pembacaan perhitungan yang akan dimasukkan dalam persamaan (3.101) dapat dilihat pada Tabel 5.5.

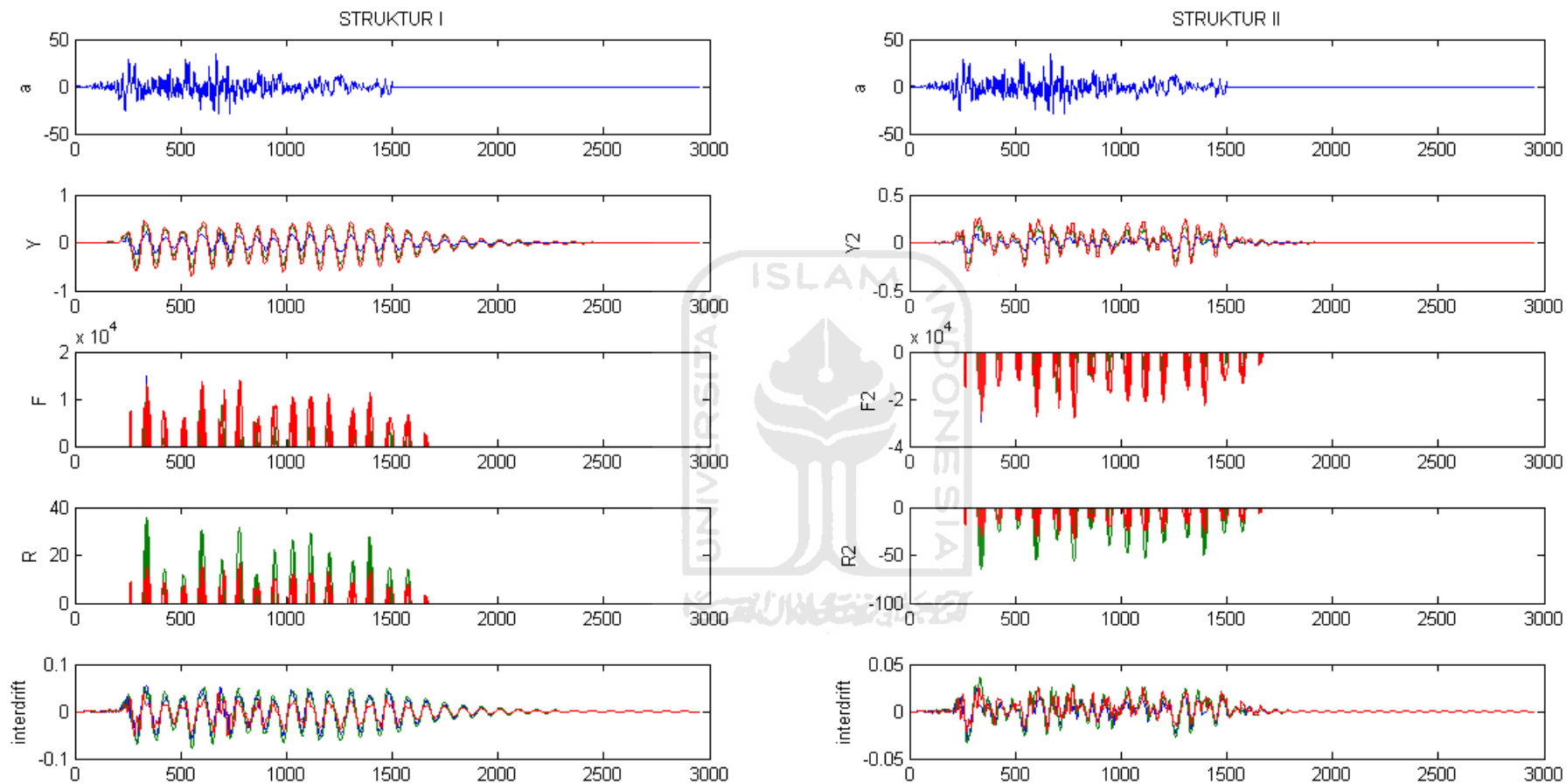
Tabel 5.5 hasil perhitungan struktur 2 yang akan dimasukkan dalam persamaan (3.101)

	ω	a	b	c	Γ
Φ_1	5.235	10026	9973	-19972	0.543093
Φ_2	14.669	10073	9926	-19784	0.349244
Φ_3	21.198	10105	9894	-19550	0.107581

Perhitungan nilai a,b,c secara manual ternyata sesuai dengan hasil dari perhitungan nilai a,b,c yang dibantu dengan menggunakan program *software Matlab* (Gambar 5.4).

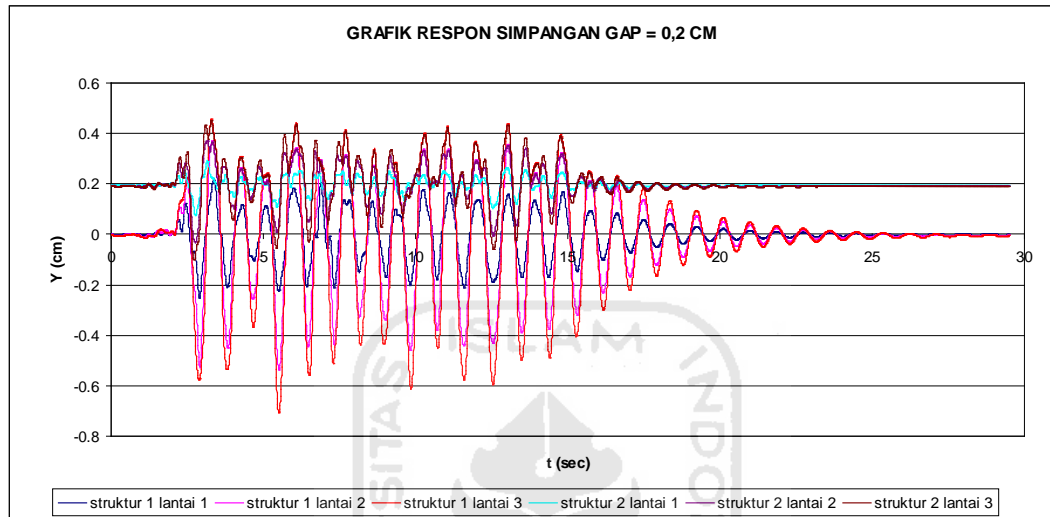


Gambar 5.8 Hasil Perhitungan nilai a,b,c dengan bantuan *software Matlab*



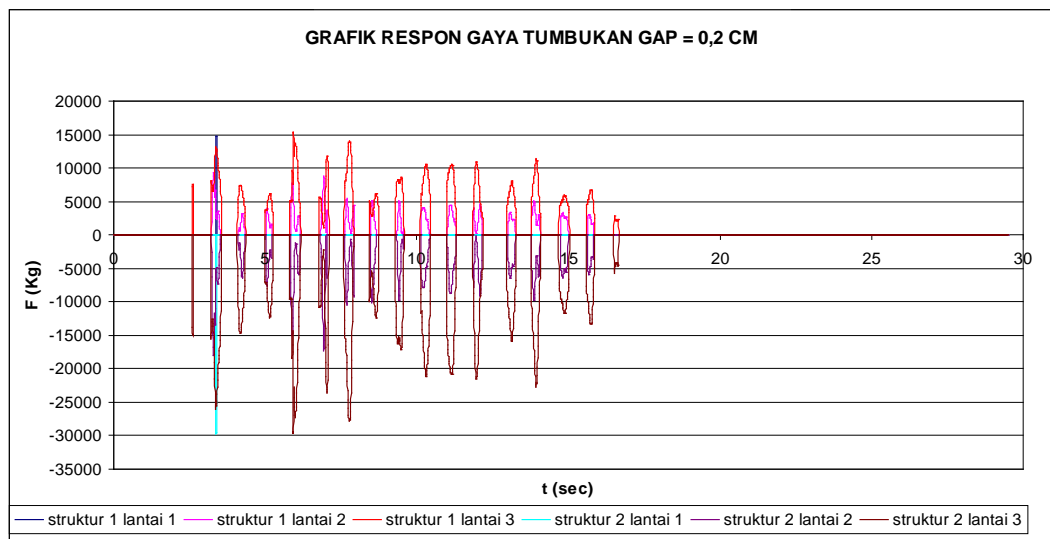
Gambar 5.9 Hasil perhitungan respon tumbukan dengan *software Matlab* dengan gap =0,2cm

Gambar 5.9 adalah hasil dari olah data yang ada pada *software Matlab* dengan nilai $gap = 0,2$ cm. Grafik simpangan struktur 1 dan struktur 2 pada Gambar 5.9 digabungkan menjadi satu dengan cara pada grafik struktur 2 ditambah dengan nilai gap. Hasil penggabungan grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.10.



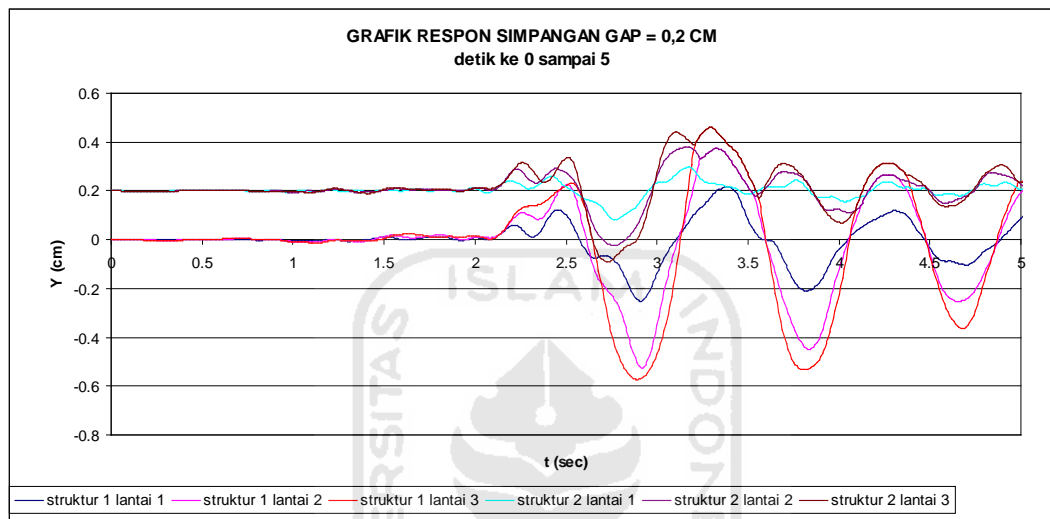
Gambar 5.10 Grafik respon simpangan gap = 0.2 cm

Grafik gaya tumbukan yang terjadi di struktur 1 dan struktur 2 pada Gambar 5.9 digabungkan menjadi satu. Hasil penggabungan grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.11.

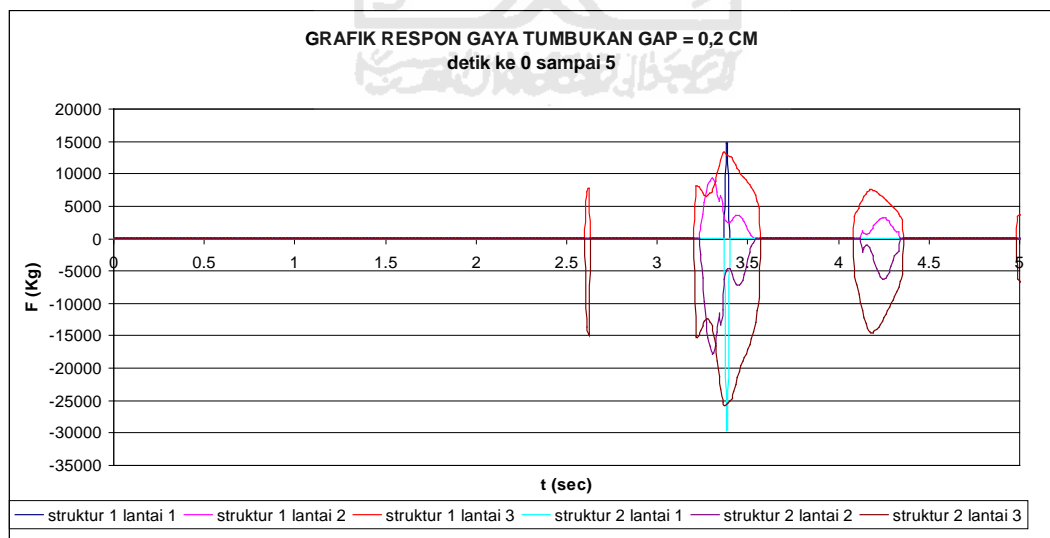


Gambar 5.11 Grafik respon gaya tumbukan gap = 0.2 cm

Untuk melihat detail dari Gambar 5.10 dan Gambar 5.11, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.12 dan Gambar 5.13. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak empat kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1. tumbukan ketiga dikedua struktur mengalami arah yang sama sehingga simpangan menempel di kedua struktur.

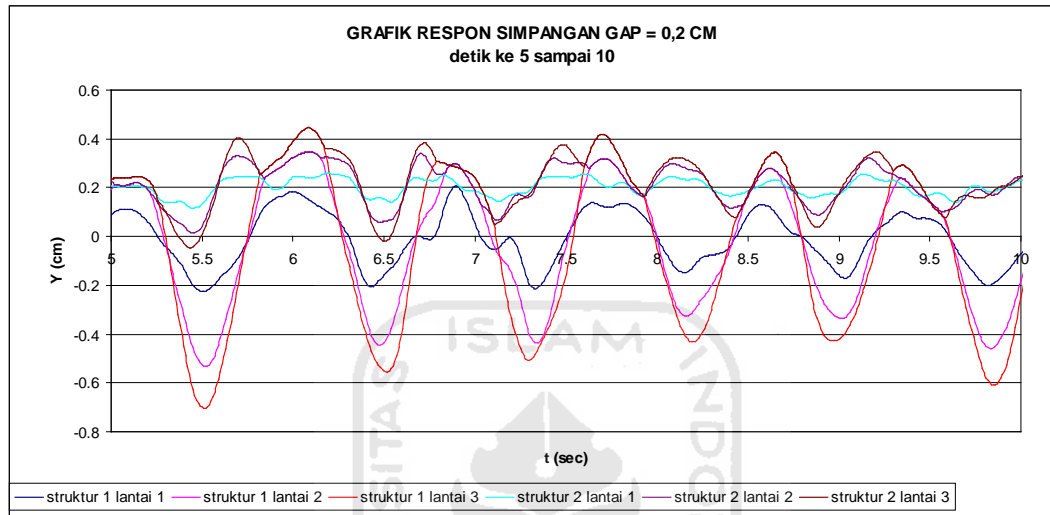


Gambar 5.12 Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 5 detik

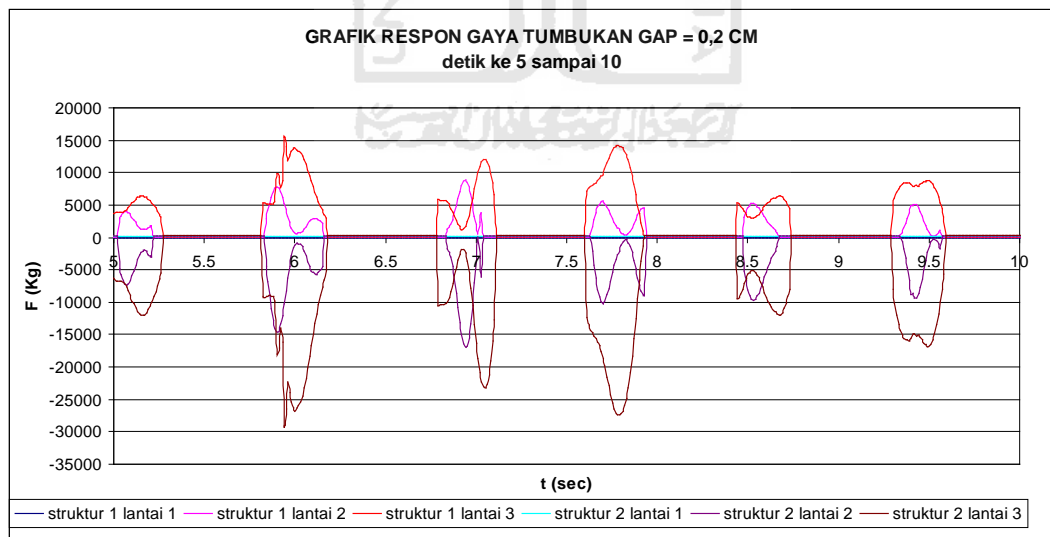


Gambar 5.13 Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 5 detik

Untuk melihat detail detik ke 5 sampai detik ke 10 dari Gambar 5.10 dan Gambar 5.11, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.14 dan Gambar 5.15. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak enam kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1.

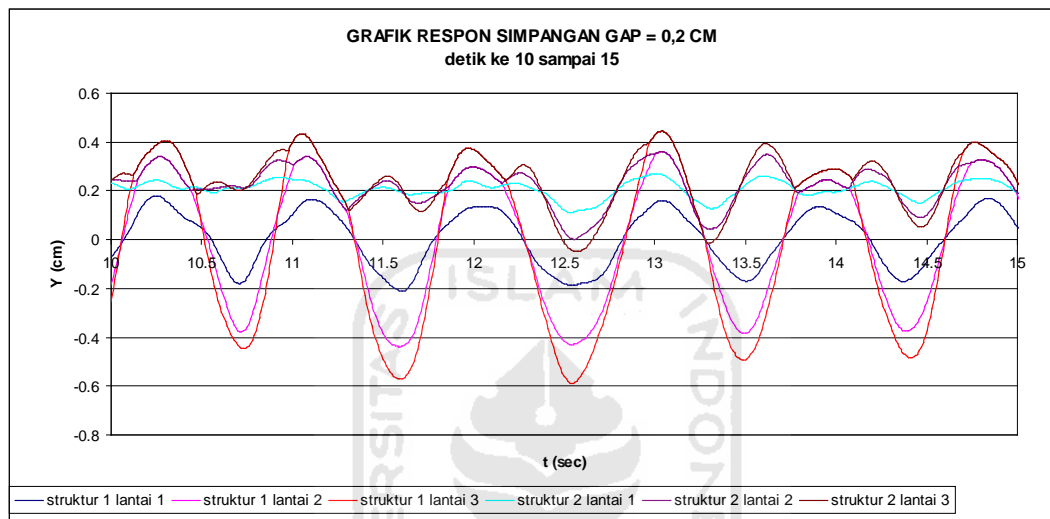


Gambar 5.14 Grafik detail respon simpangan 5 detik sampai 10 detik

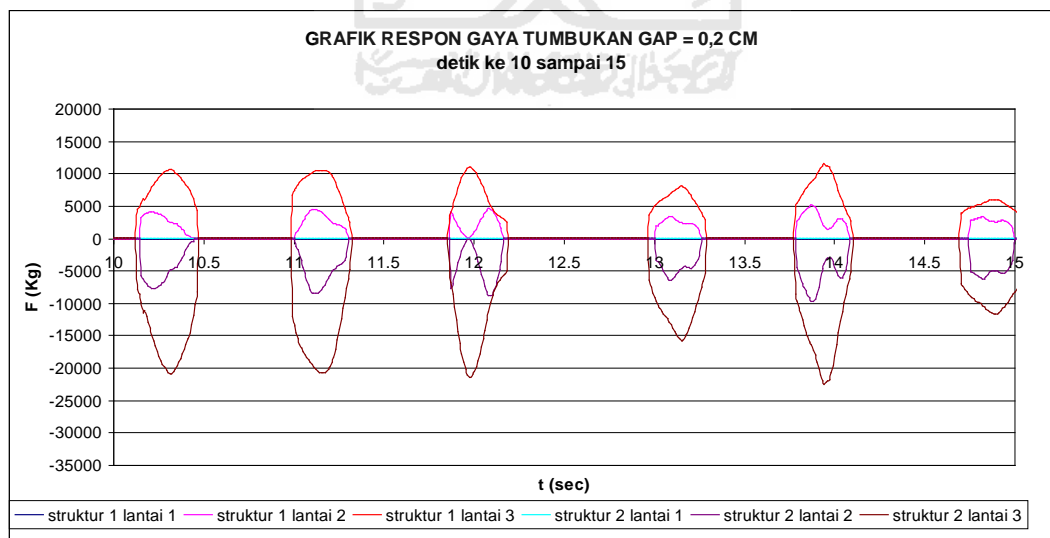


Gambar 5.15 Grafik detail respon gaya tumbukan 5 detik sampai 10 detik

Untuk melihat detail detik ke 10 sampai detik ke 15 dari Gambar 5.10 dan Gambar 5.11, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.16 dan Gambar 5.17. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak enam kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1.

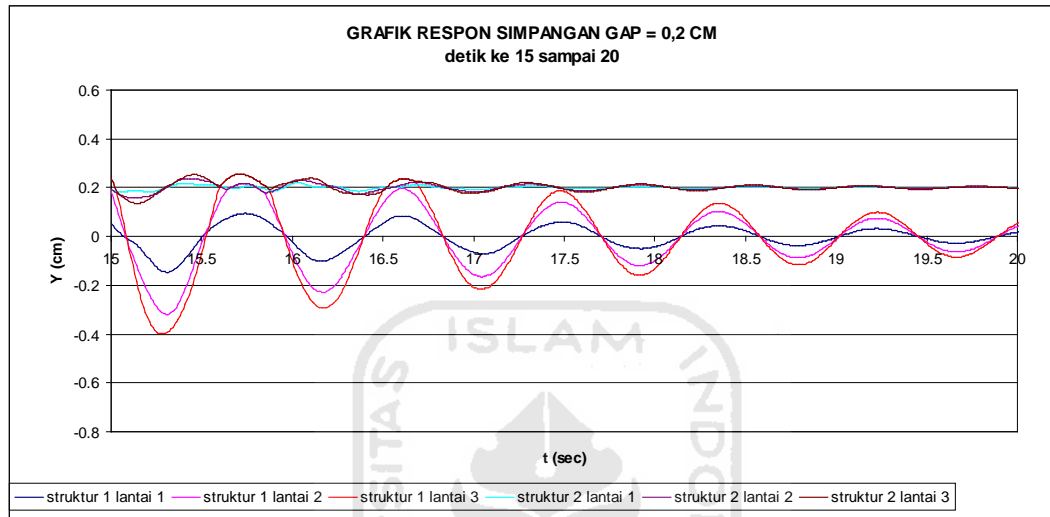


Gambar 5.16 Grafik detail respon simpangan 10 detik sampai 15 detik

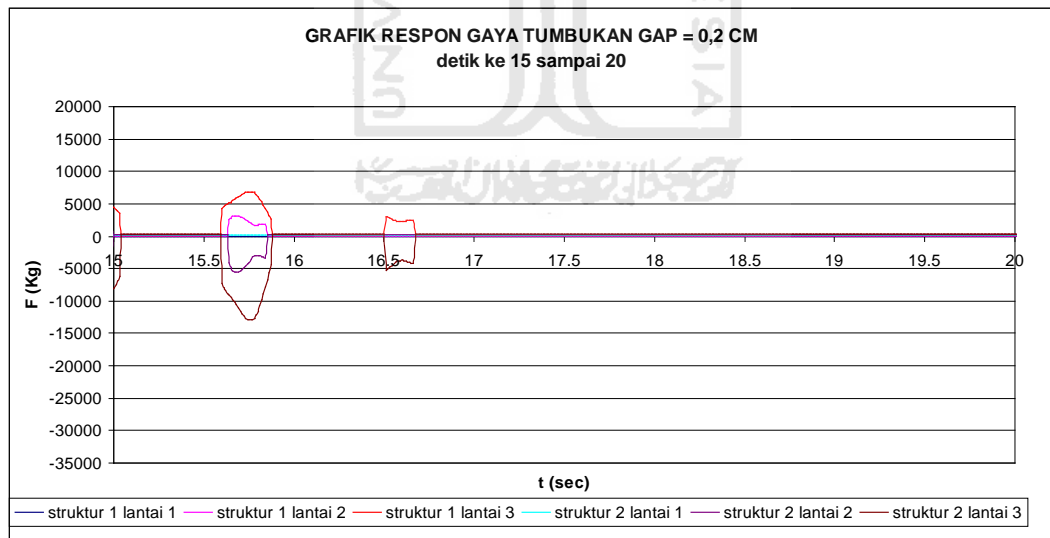


Gambar 5.17 Grafik detail respon gaya tumbukan 10 detik sampai 15 detik

Untuk melihat detail detik ke 15 sampai detik ke 20 dari Gambar 5.10 dan Gambar 5.11, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.18 dan Gambar 5.19. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak dua kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1.

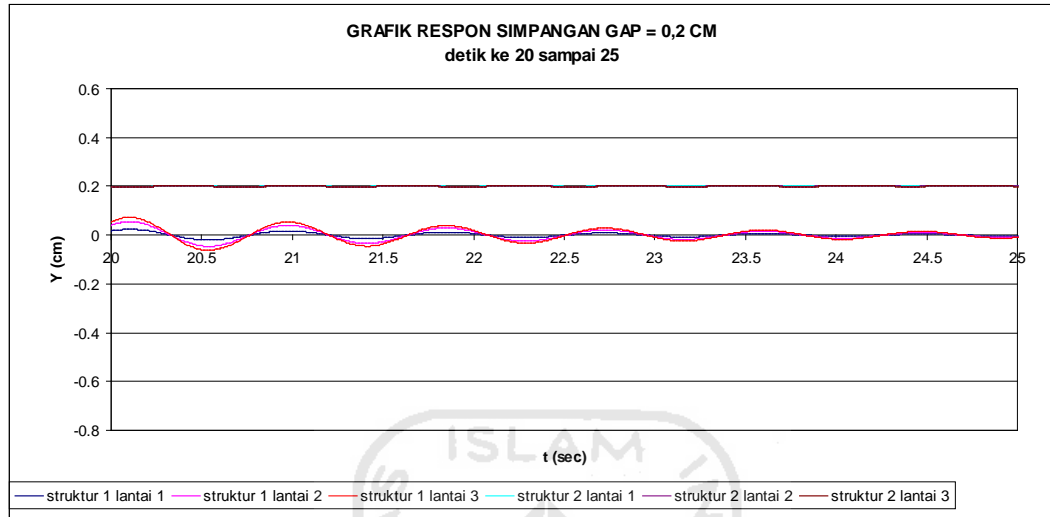


Gambar 5.18 Grafik detail respon simpangan 15 detik sampai 20 detik

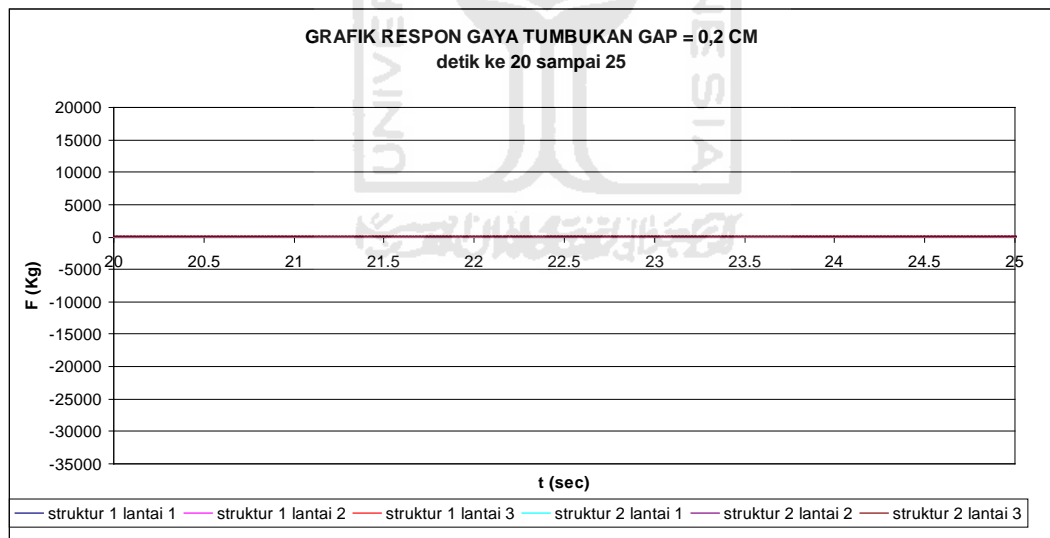


Gambar 5.19 Grafik detail respon gaya tumbukan 15 detik sampai 20 detik

Untuk melihat detail detik ke 20 sampai detik ke 25 dari Gambar 5.10 dan Gambar 5.11, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.20 dan Gambar 5.21. Dalam periode 5 detik, tidak terjadi tumbukan.

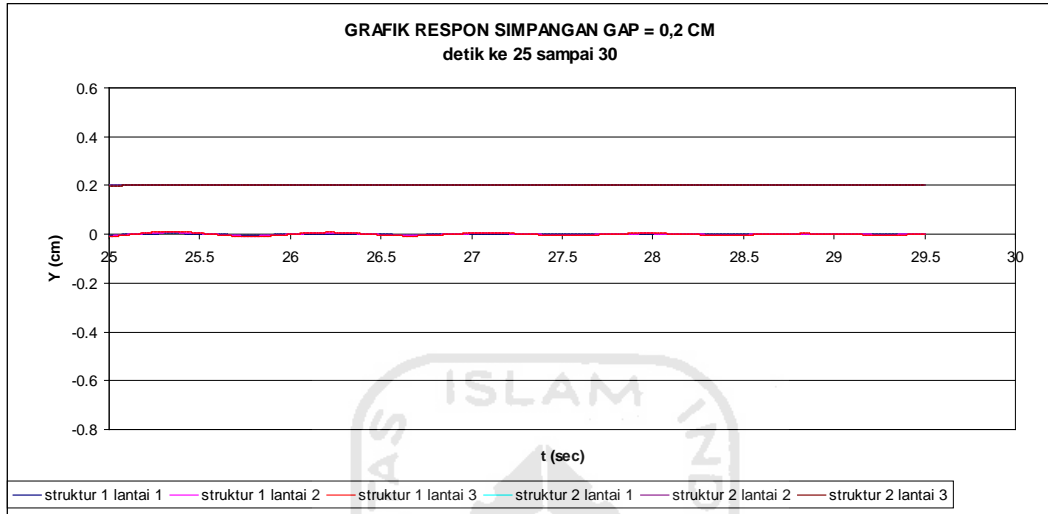


Gambar 5.20 Grafik detail respon simpangan 20 detik sampai 25 detik

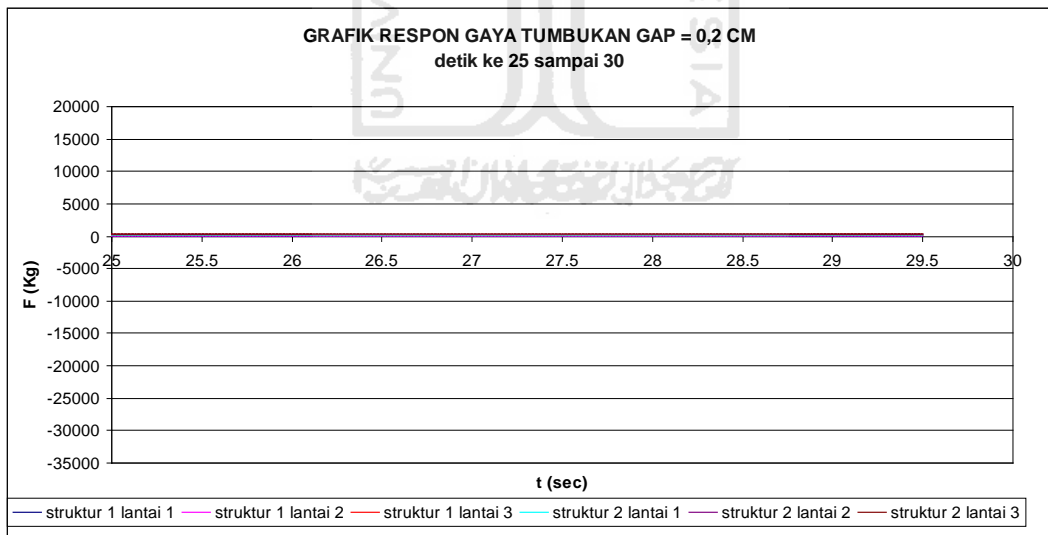


Gambar 5.21 Grafik detail respon gaya tumbukan 20 detik sampai 25 detik

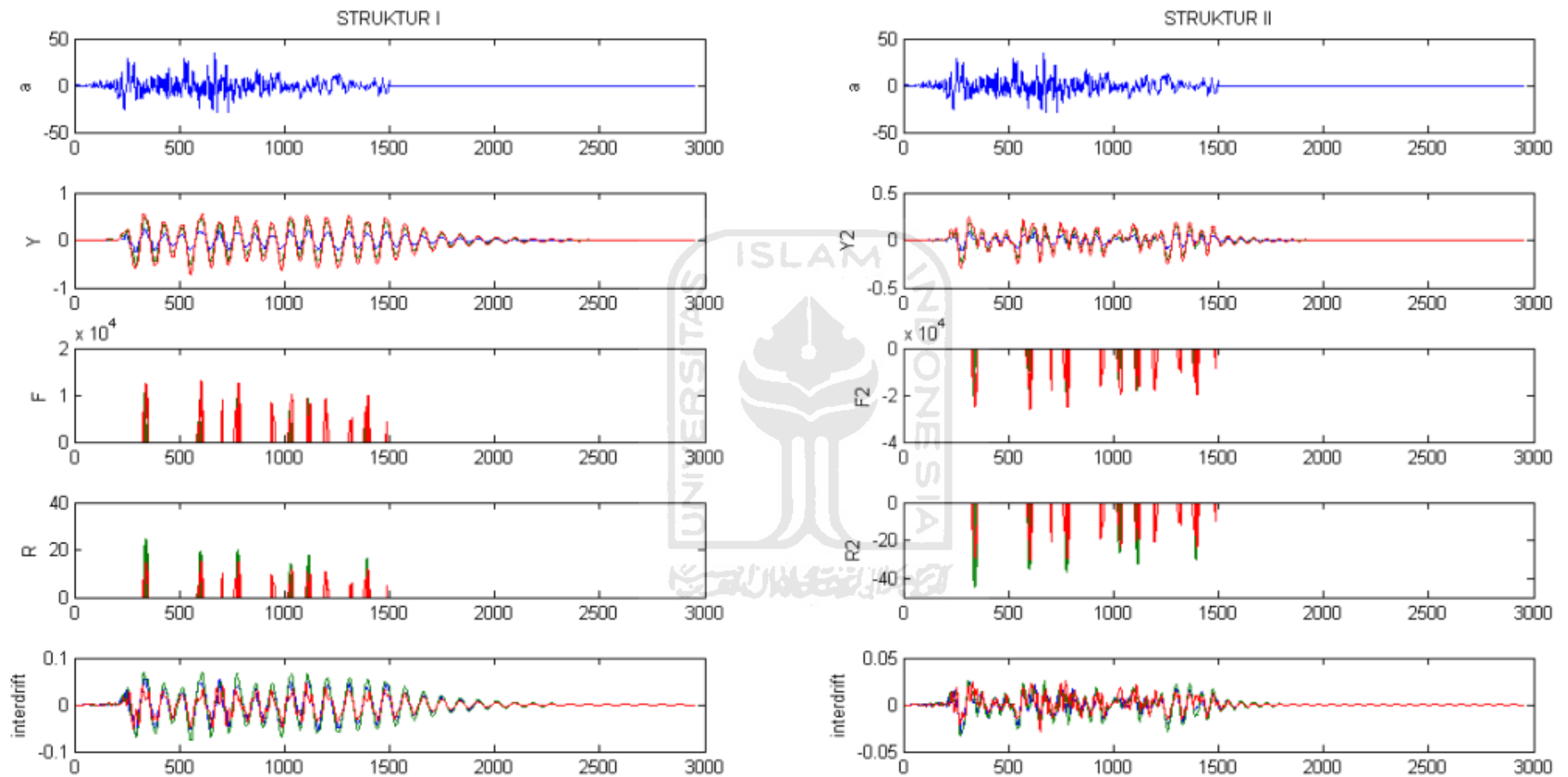
Untuk melihat detail detik ke 25 sampai detik ke 30 dari Gambar 5.10 dan Gambar 5.11, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.20 dan Gambar 5.21. Dalam periode 5 detik, tidak terjadi tumbukan.



Gambar 5.22 Grafik detail respon simpangan 25 detik sampai 30 detik

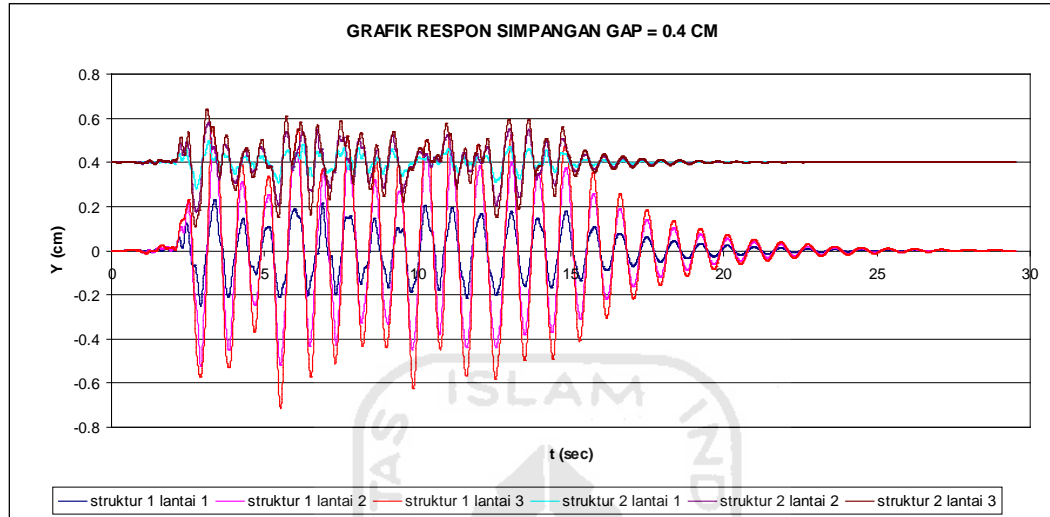


Gambar 5.23 Grafik detail respon gaya tumbukan 25 detik sampai 30 detik



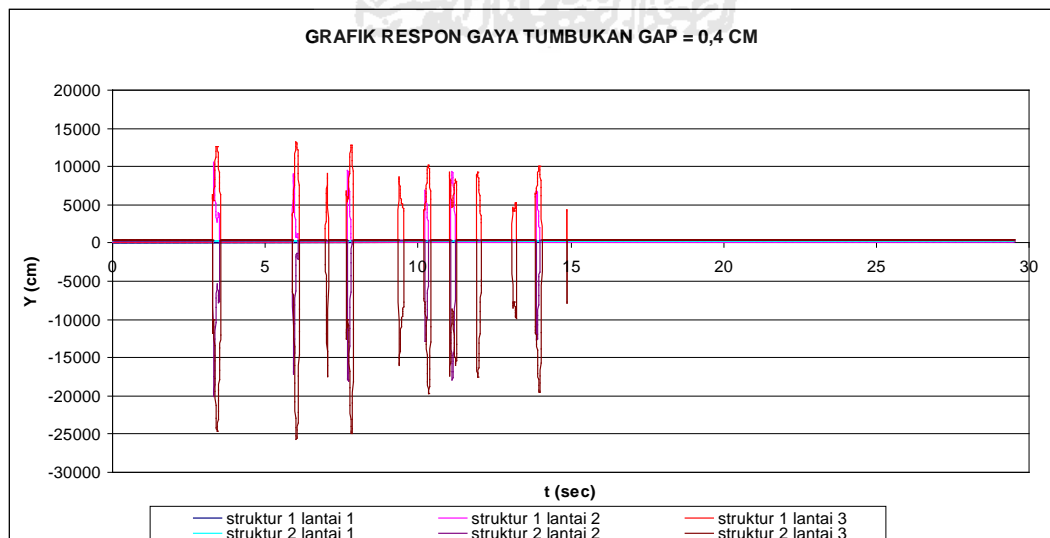
Gambar 5.24 Hasil perhitungan respon tumbukan dengan *software Matlab* dengan gap = 0.4 cm

Gambar 5.24 adalah hasil dari olah data yang ada pada *software Matlab* dengan nilai gap = 0,4 cm. Grafik simpangan struktur 1 dan struktur 2 pada Gambar 5.24 digabungkan menjadi satu dengan cara pada grafik struktur 2 ditambah dengan nilai gap. Hasil penggabungan grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.25.



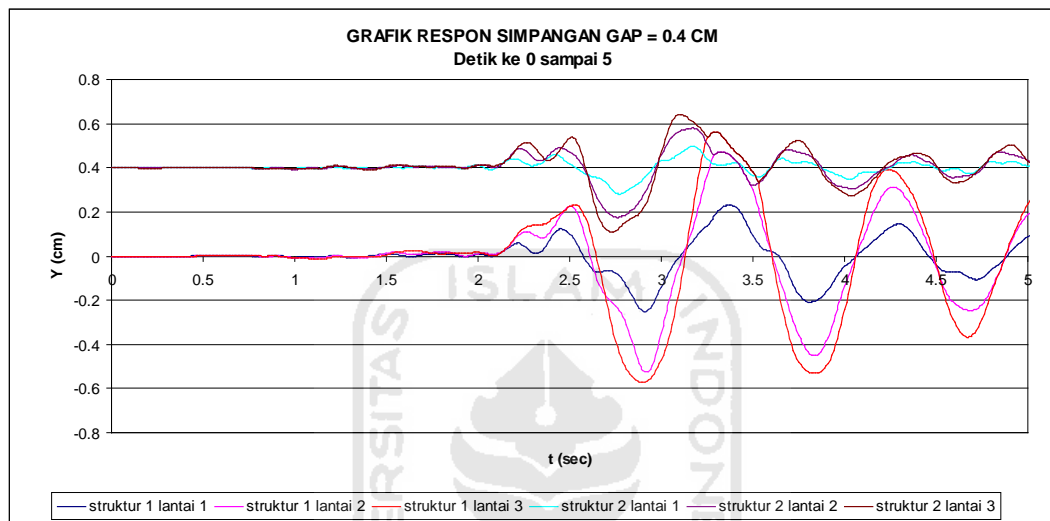
Gambar 5.25 Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 30 detik

Grafik gaya tumbukan yang terjadi di struktur 1 dan struktur 2 pada Gambar 5.24 digabungkan menjadi satu. Hasil penggabungan grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.26.

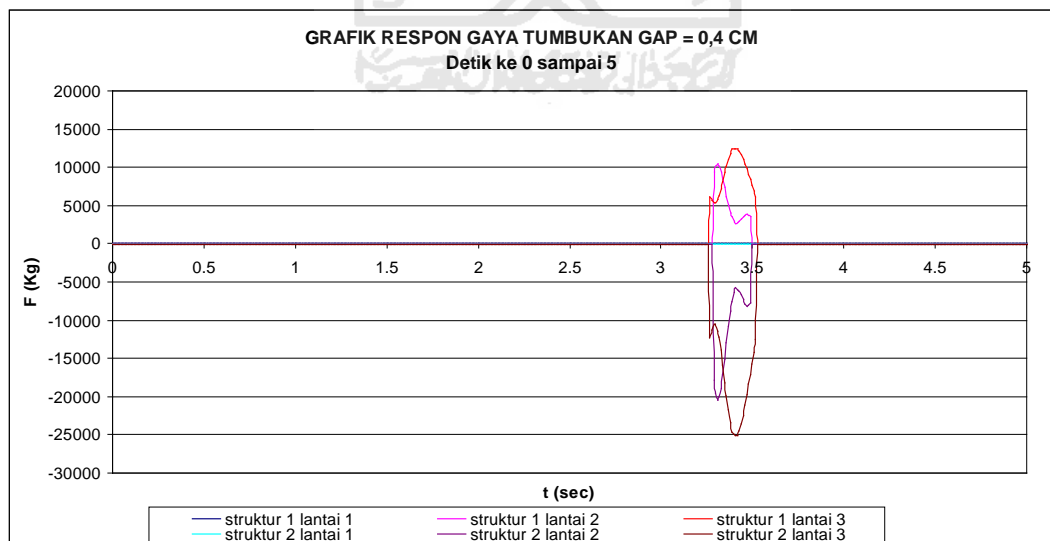


Gambar 5.26 Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 30 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 0 sampai ke 5 dari Gambar 5.25 dan Gambar 5.26, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.27 dan Gambar 5.28. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak satu kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1.

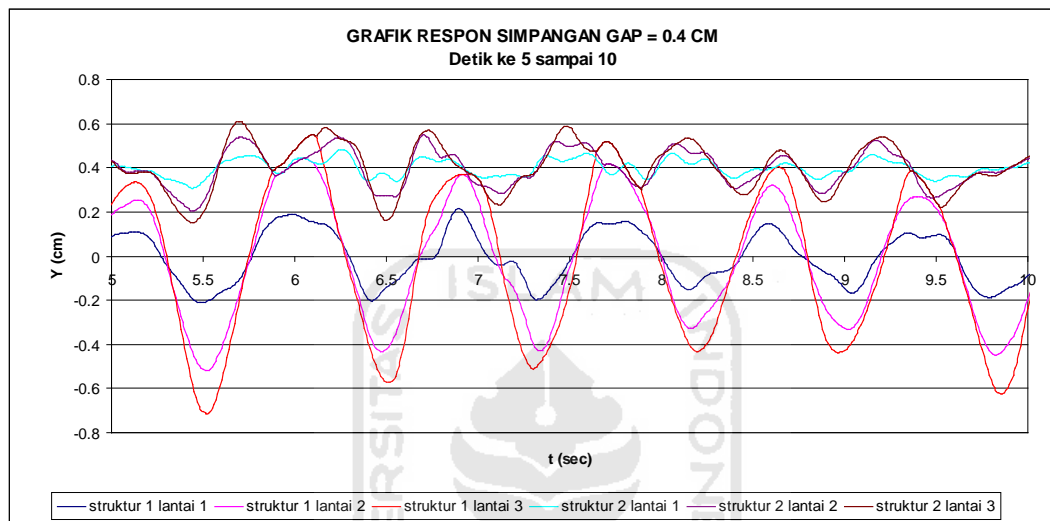


Gambar 5.27 Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 5 detik

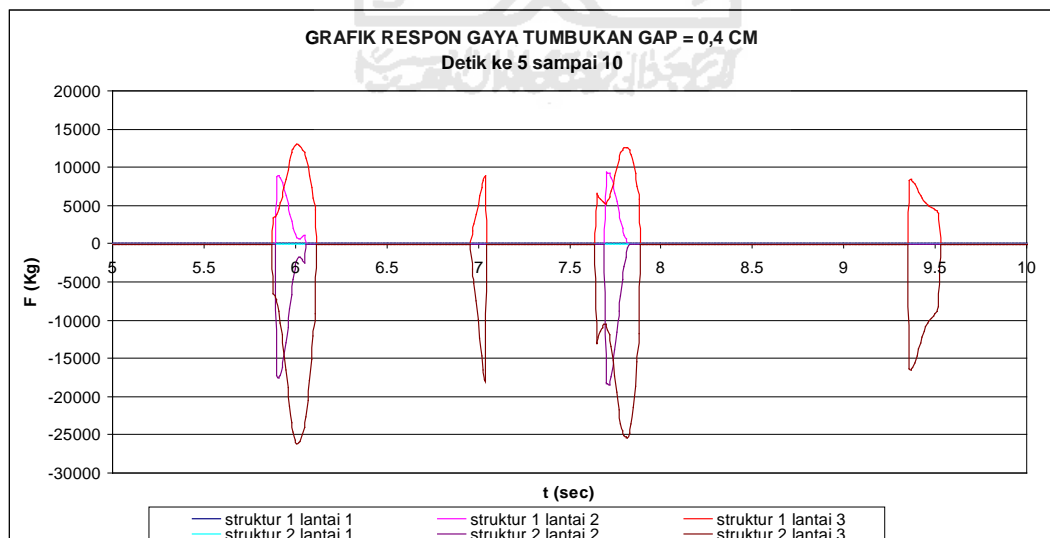


Gambar 5.28 Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 5 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 5 sampai ke 10 dari Gambar 5.25 dan Gambar 5.26, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.27 dan Gambar 5.28. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak empat kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1. Tumbukan ke empat saling meredam antara struktur 1 dan struktur 2

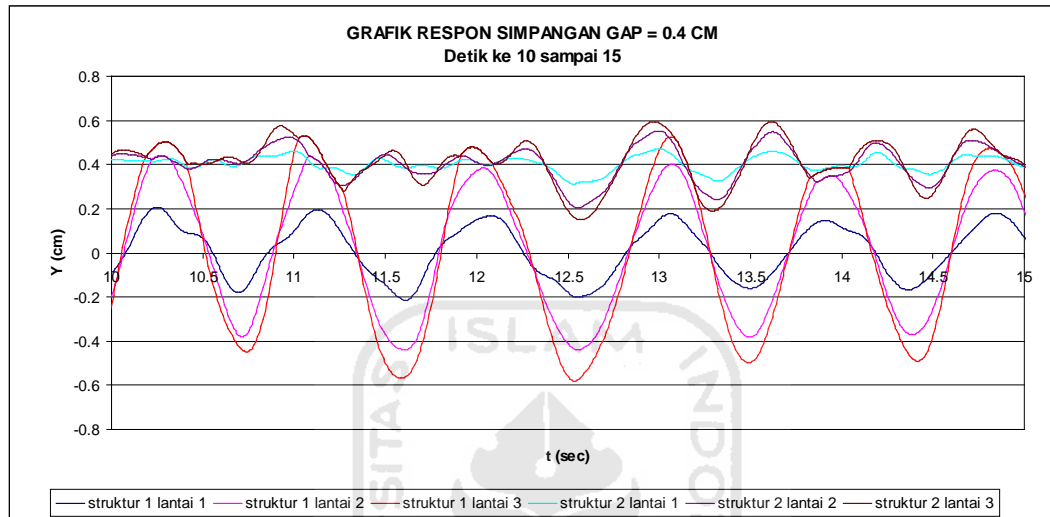


Gambar 5.30 Grafik detail respon simpangan 5 detik sampai 10 detik

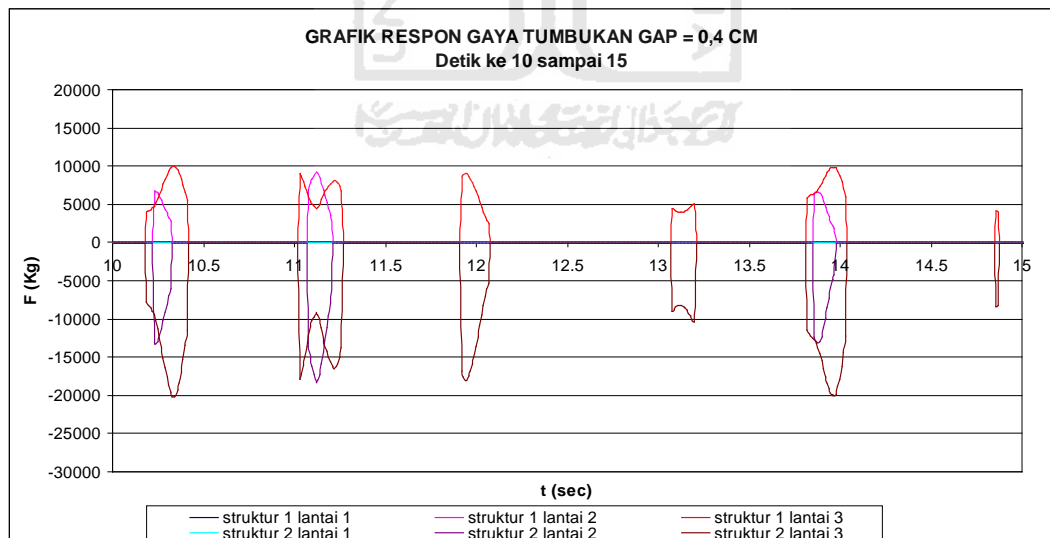


Gambar 5.31 Grafik detail respon gaya tumbukan 5 detik sampai 10 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 10 sampai ke 15 dari Gambar 5.25 dan Gambar 5.26, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.32 dan Gambar 5.33. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak enam kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1.

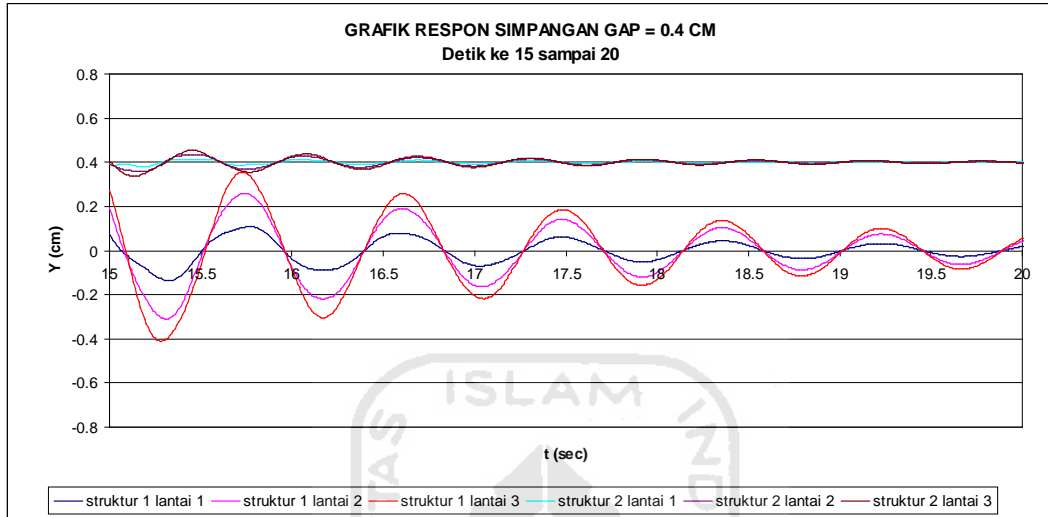


Gambar 5.32 Grafik detail respon simpangan 10 detik sampai 15 detik

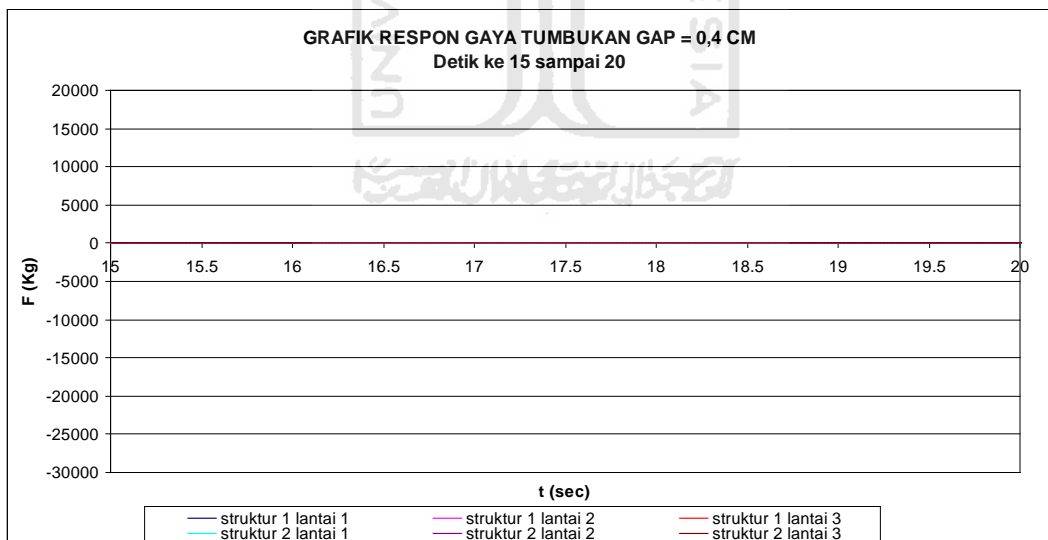


Gambar 5.33 Grafik detail respon gaya tumbukan 10 detik sampai 15 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 15 sampai ke 20 dari Gambar 5.25 dan Gambar 5.26, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.34 dan Gambar 5.35. Dalam periode 5 detik, tidak terjadi tumbukan.

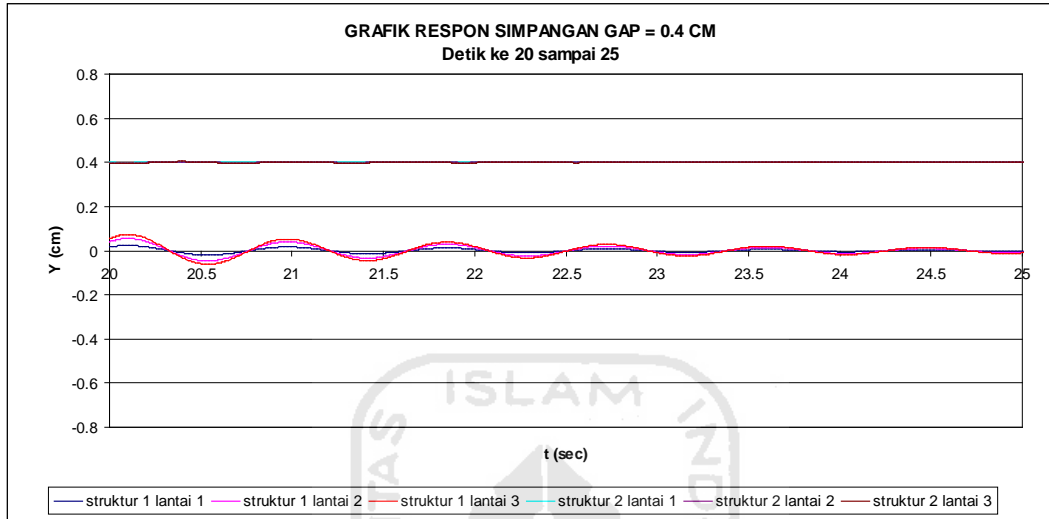


Gambar 5.34 Grafik detail respon simpangan 15 detik sampai 20 detik

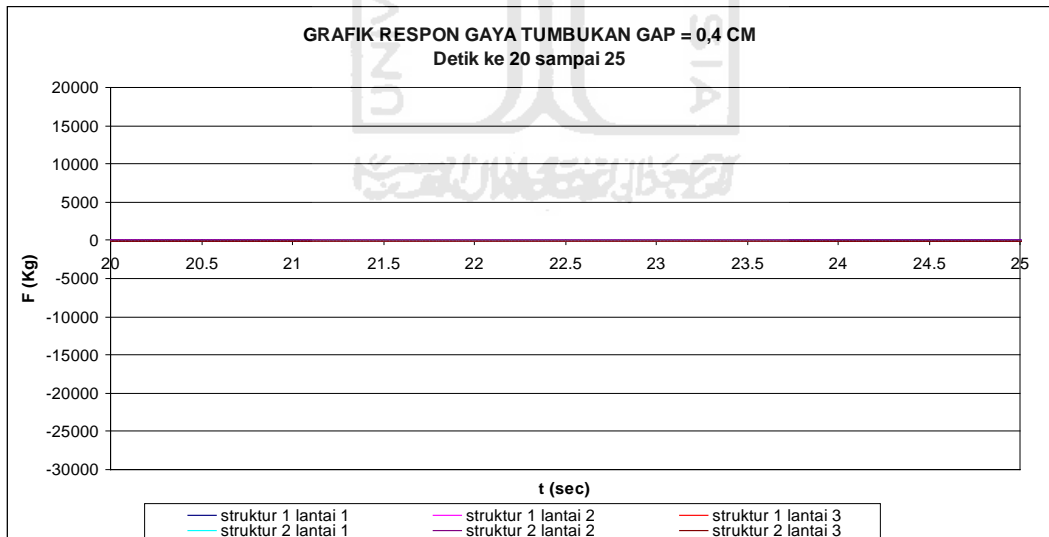


Gambar 5.35 Grafik detail respon gaya tumbukan 15 detik sampai 20 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 20 sampai ke 25 dari Gambar 5.25 dan Gambar 5.26, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.36 dan Gambar 5.37. Dalam periode 5 detik, tidak terjadi tumbukan.

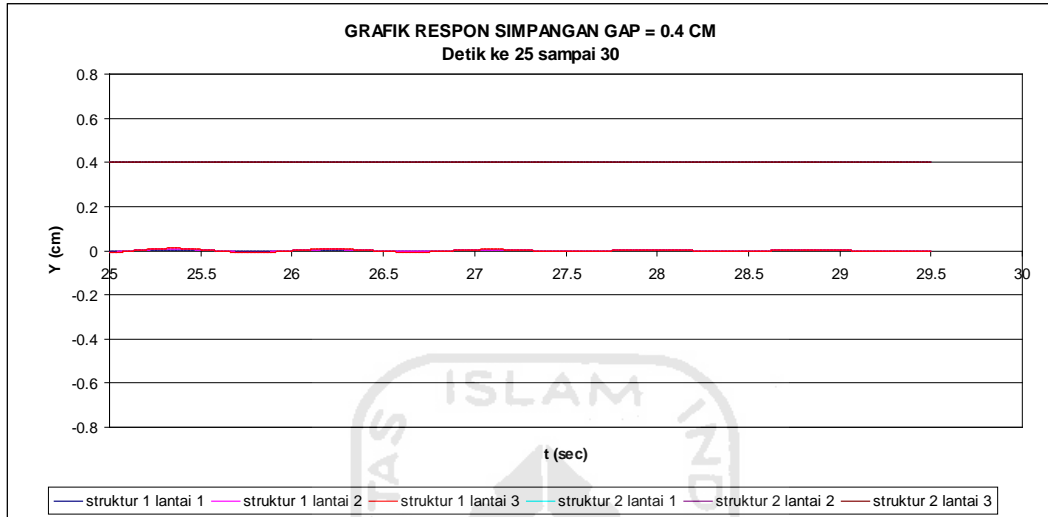


Gambar 5.36 Grafik detail respon simpangan 20 detik sampai 25 detik

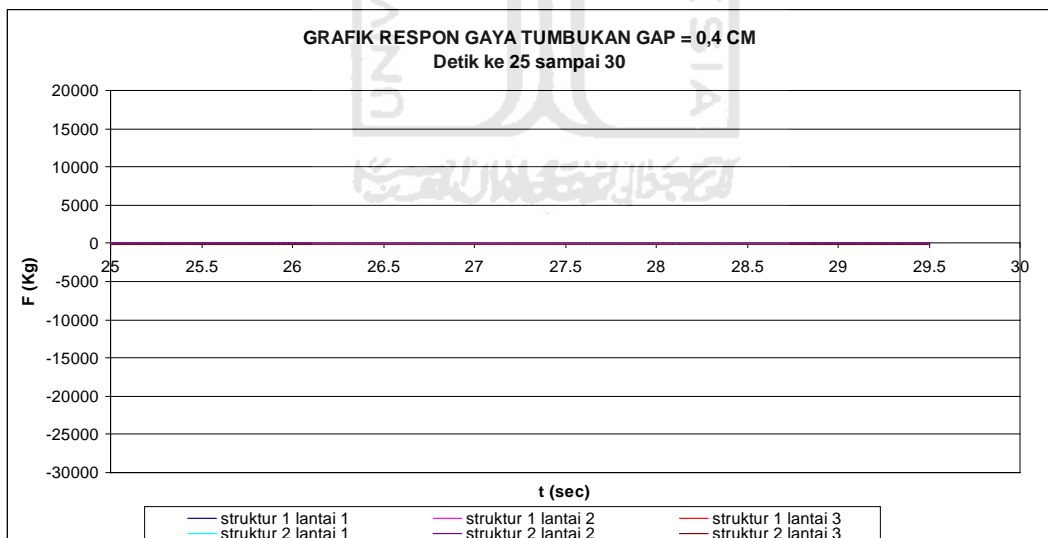


Gambar 5.37 Grafik detail respon gaya tumbukan 20 detik sampai 25 detik

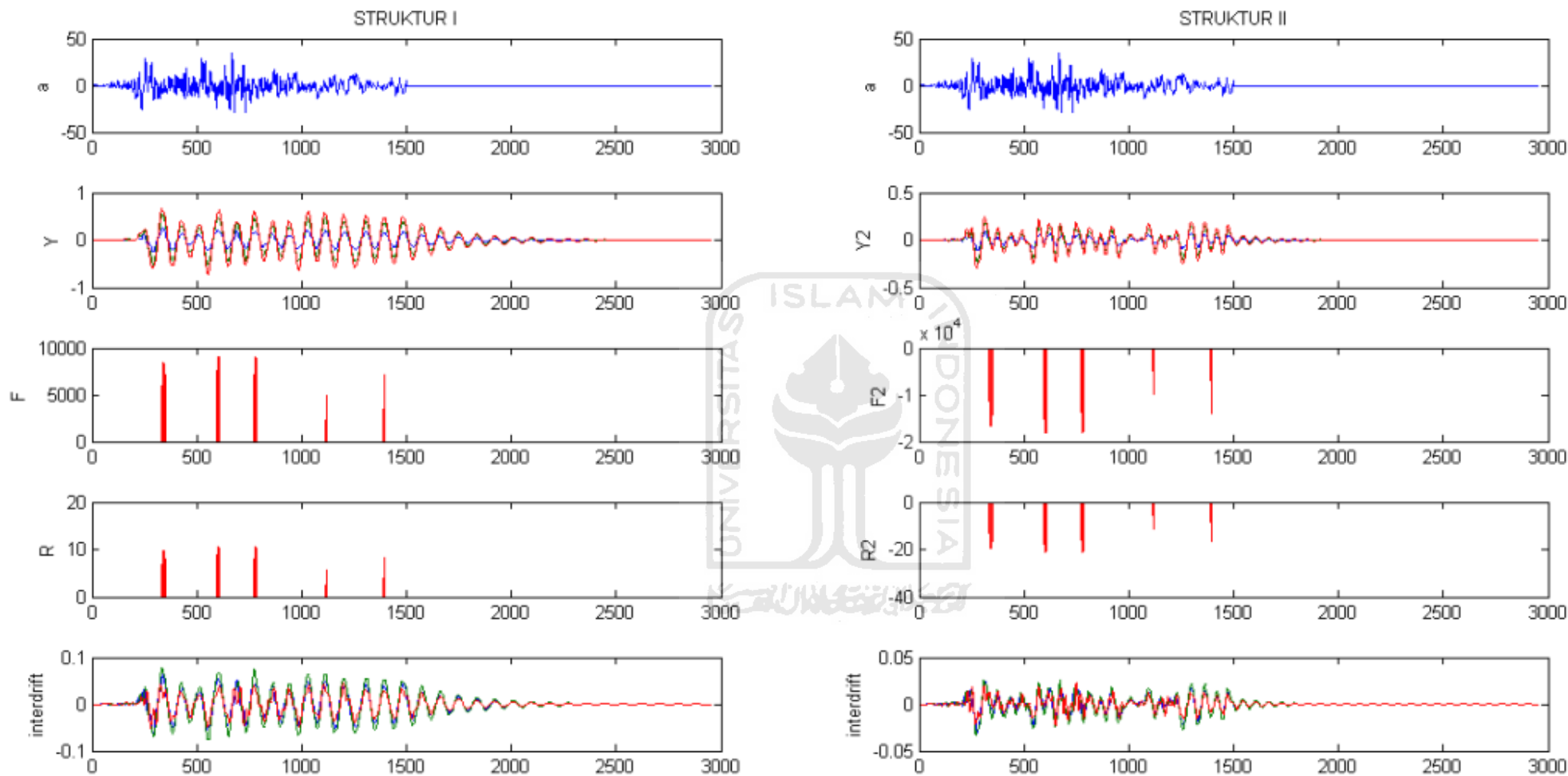
Untuk melihat detail pada detik ke 25 sampai ke 30 dari Gambar 5.25 dan Gambar 5.26, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.36 dan Gambar 5.37. Dalam periode 5 detik, tidak terjadi tumbukan.



Gambar 5.38 Grafik detail respon simpangan 25 detik sampai 30 detik

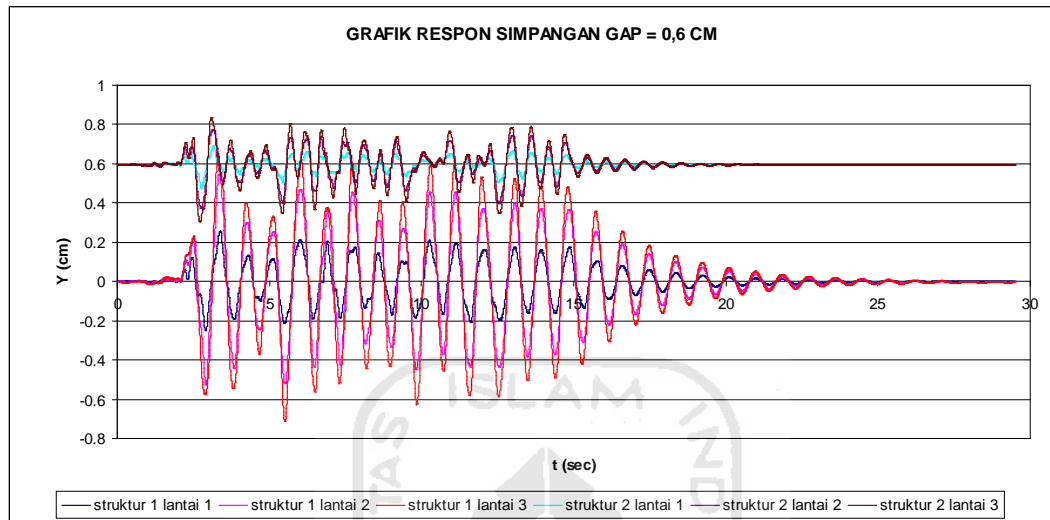


Gambar 5.39 Grafik detail respon gaya tumbukan 25 detik sampai 30 detik



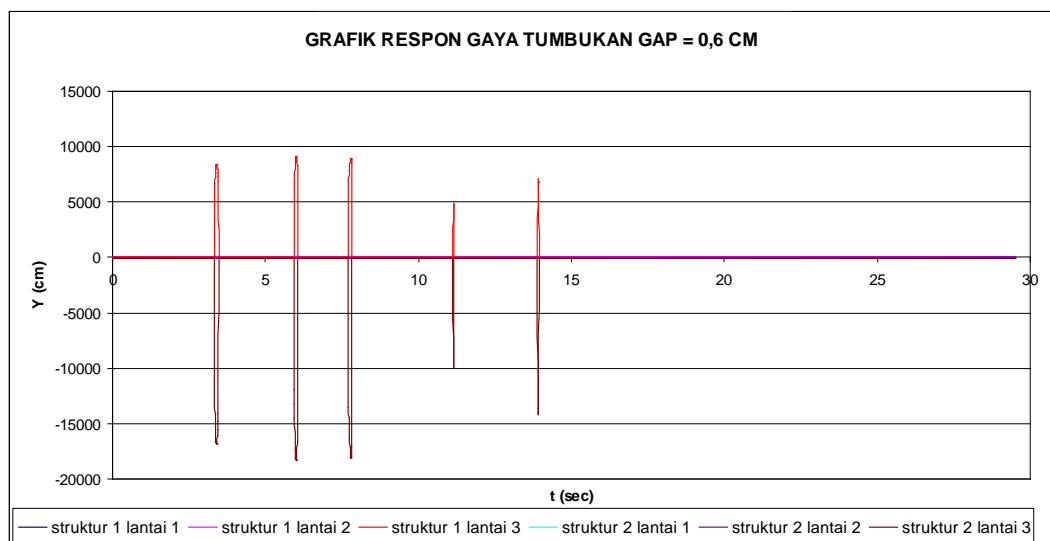
Gambar 5.40 Hasil perhitungan respon tumbukan dengan *software Matlab* dengan gap = 0.6 cm

Gambar 5.24 adalah hasil dari olah data yang ada pada *software Matlab* dengan nilai gap = 0,6 cm. Grafik simpangan struktur 1 dan struktur 2 pada Gambar 5.24 digabungkan menjadi satu dengan cara pada grafik struktur 2 ditambah dengan nilai gap. Hasil penggabungan grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.25.



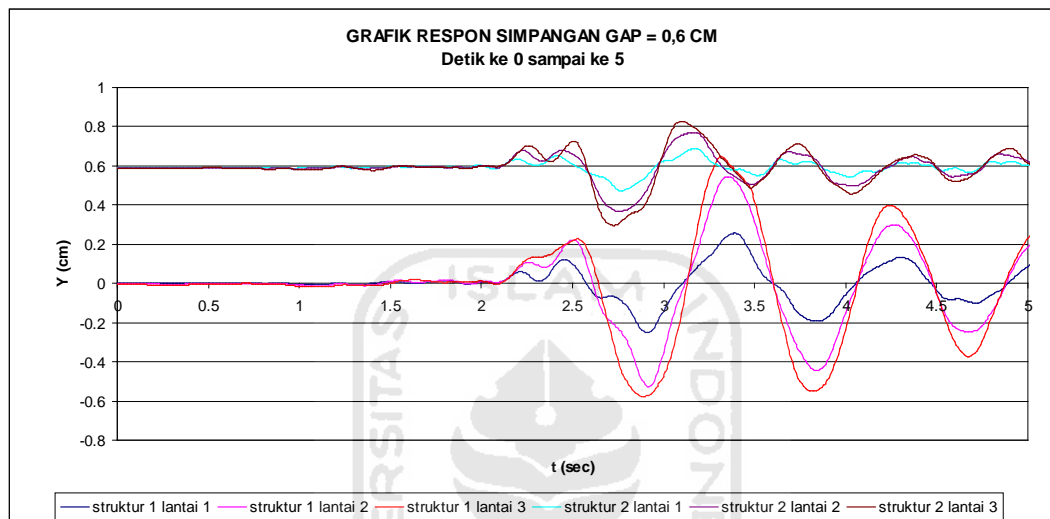
Gambar 5.41 Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 30 detik

Grafik gaya tumbukan yang terjadi di struktur 1 dan struktur 2 pada Gambar 5.24 digabungkan menjadi satu. Hasil penggabungan grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.26.

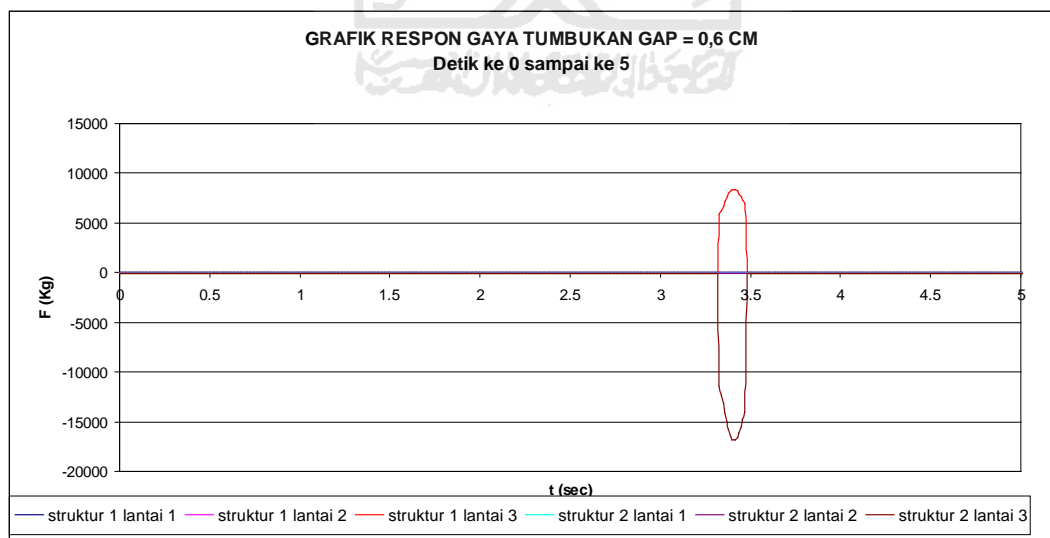


Gambar 5.42 Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 30 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 0 sampai ke 5 dari Gambar 5.41 dan Gambar 5.42, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.43 dan Gambar 5.44. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak satu kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1.

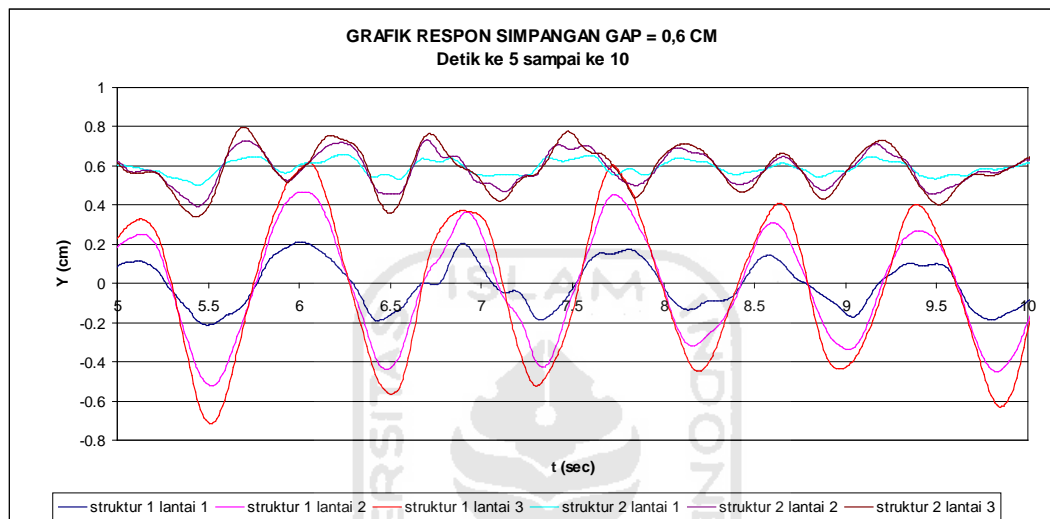


Gambar 5.43 Grafik detail respon simpangan 0 detik sampai 5 detik

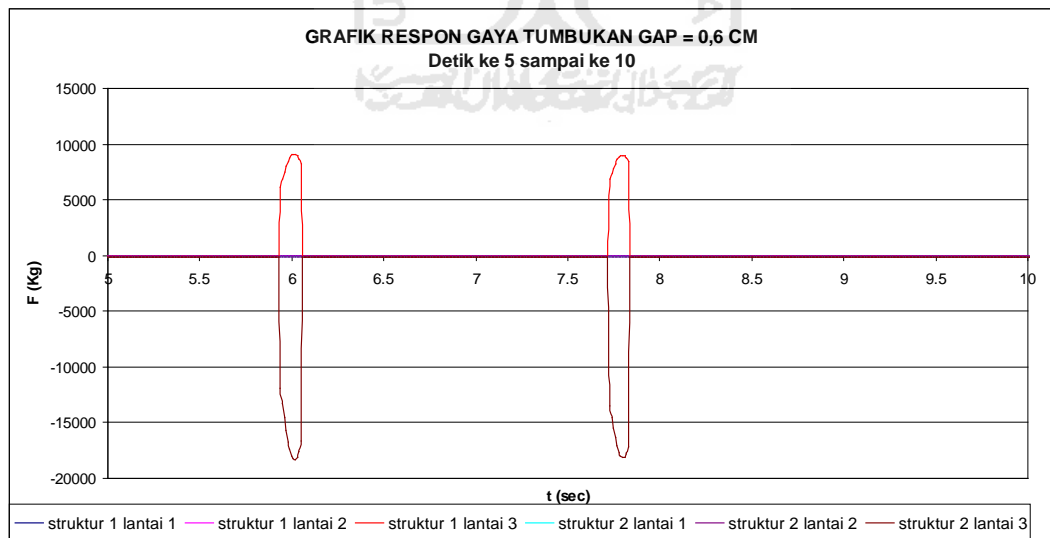


Gambar 5.44 Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 5 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 5 sampai ke 10 dari Gambar 5.41 dan Gambar 5.42, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.45 dan Gambar 5.46. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak dua kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1.

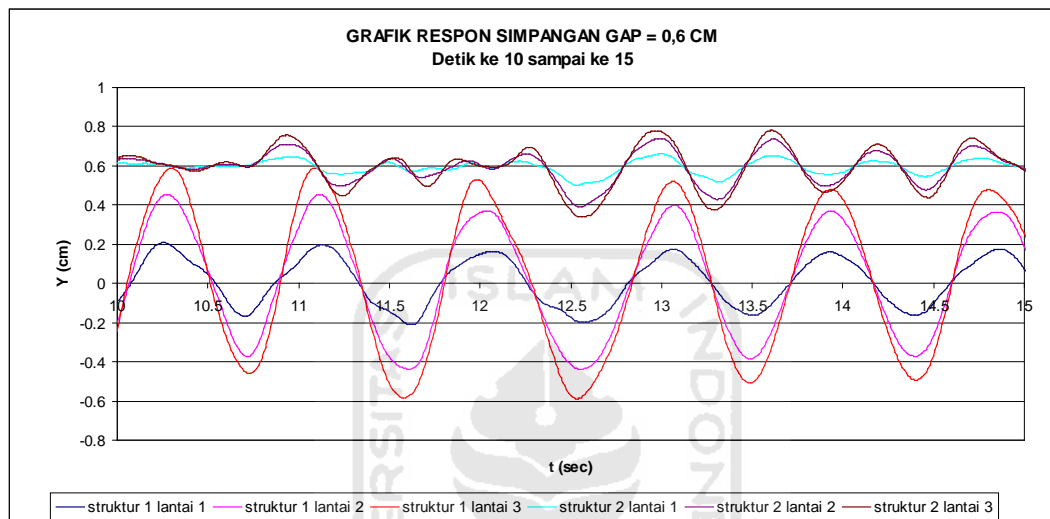


Gambar 5.45 Grafik detail respon simpangan 5 detik sampai 10 detik

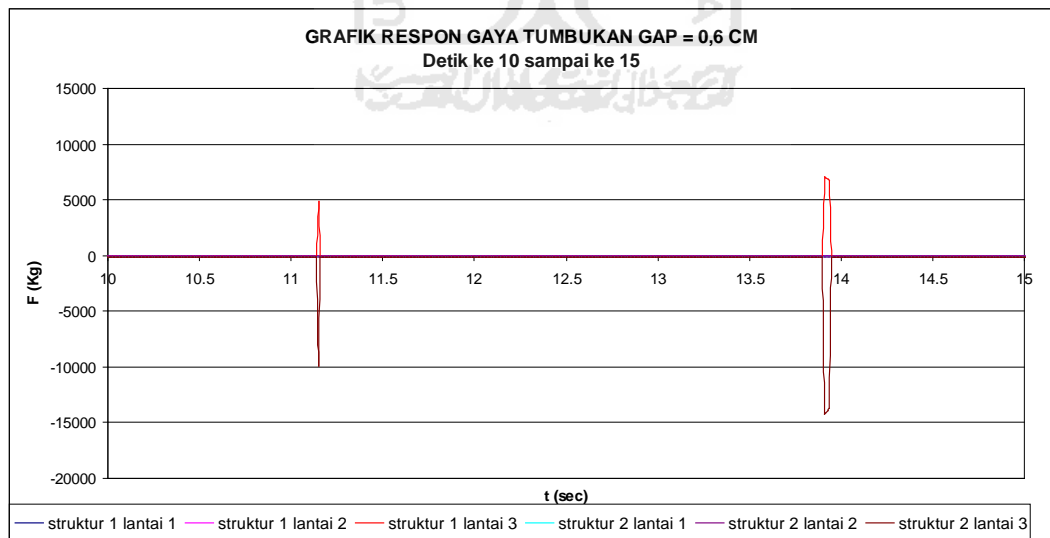


Gambar 5.46 Grafik detail respon gaya tumbukan 5 detik sampai 10 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 10 sampai ke 15 dari Gambar 5.41 dan Gambar 5.42, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.47 dan Gambar 5.48. Dalam periode 5 detik, terjadi tumbukan sebanyak dua kali. Dilihat dari grafik simpangan, struktur ke 2 mengalami perubahan arah simpangan yang diakibatkan oleh dorongan oleh struktur ke 1.

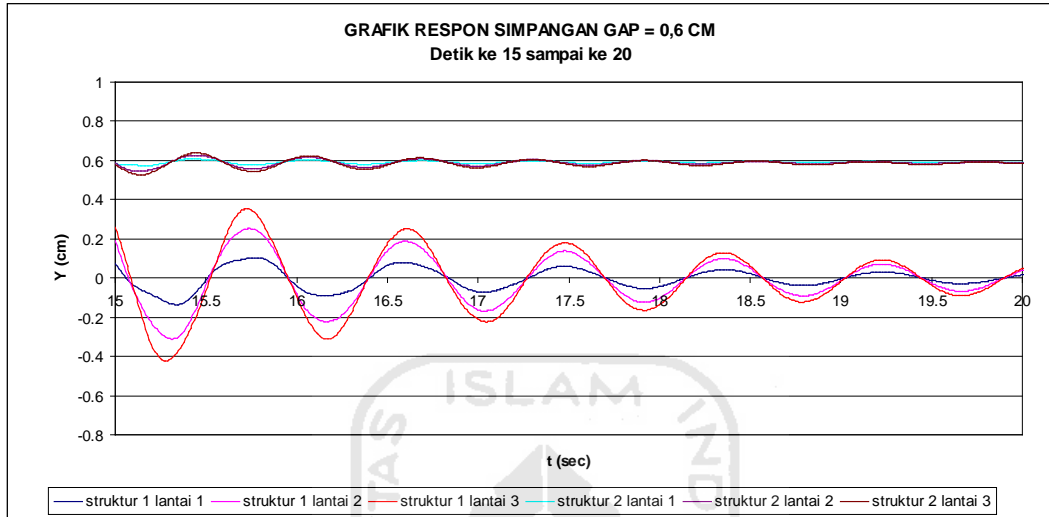


Gambar 5.47 Grafik detail respon simpangan 10 detik sampai 15 detik

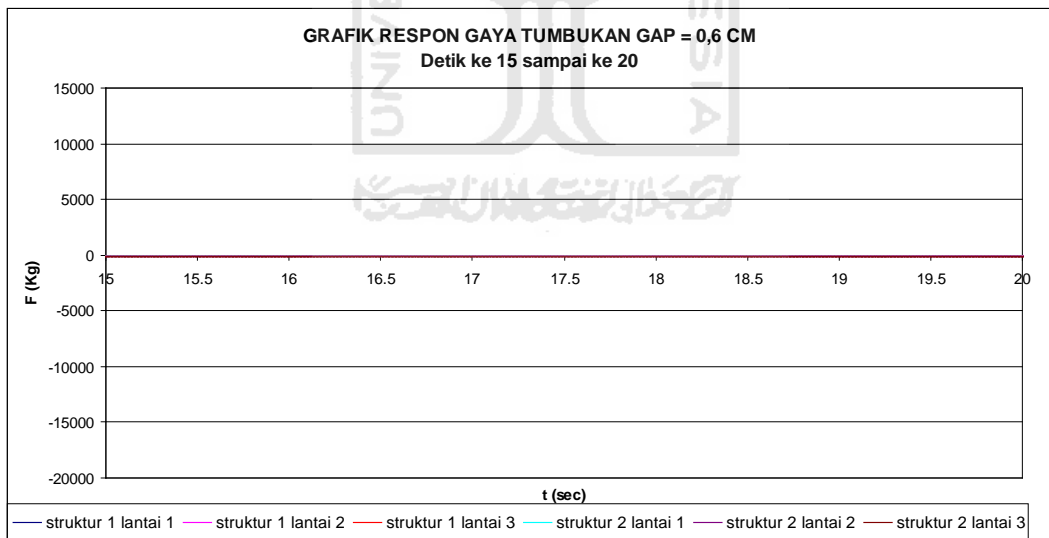


Gambar 5.48 Grafik detail respon gaya tumbukan 10 detik sampai 15 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 15 sampai ke 20 dari Gambar 5.41 dan Gambar 5.42, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.49 dan Gambar 5.50. Dalam periode 5 detik, tidak terjadi tumbukan.

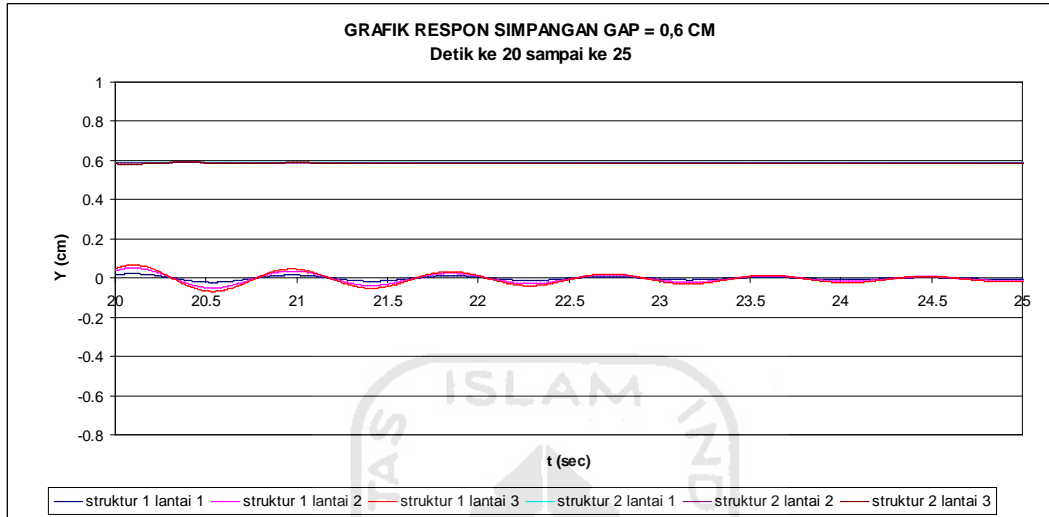


Gambar 5.49 Grafik detail respon simpangan 15 detik sampai 20 detik

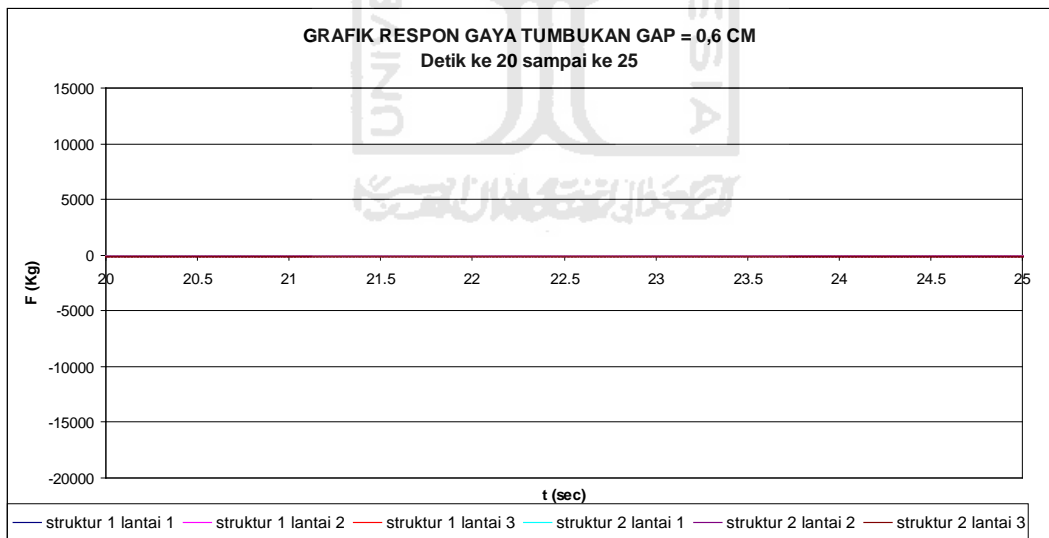


Gambar 5.50 Grafik detail respon gaya tumbukan 15 detik sampai 20 detik

Untuk melihat detail pada detik ke 20 sampai ke 25 dari Gambar 5.41 dan Gambar 5.42, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.51 dan Gambar 5.52. Dalam periode 5 detik, tidak terjadi tumbukan.

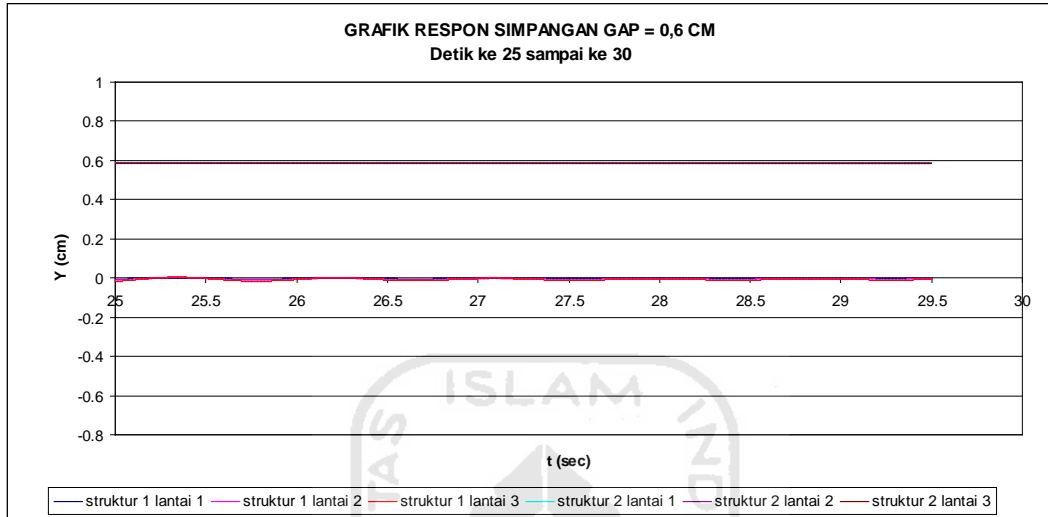


Gambar 5.51 Grafik detail respon simpangan 20 detik sampai 25 detik

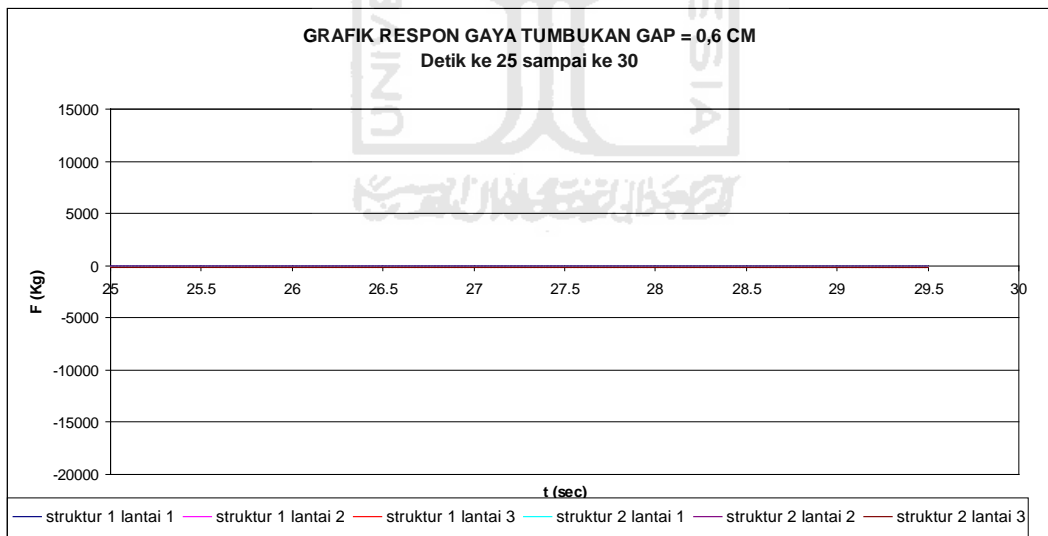


Gambar 5.52 Grafik detail respon gaya tumbukan 20 detik sampai 25 detik

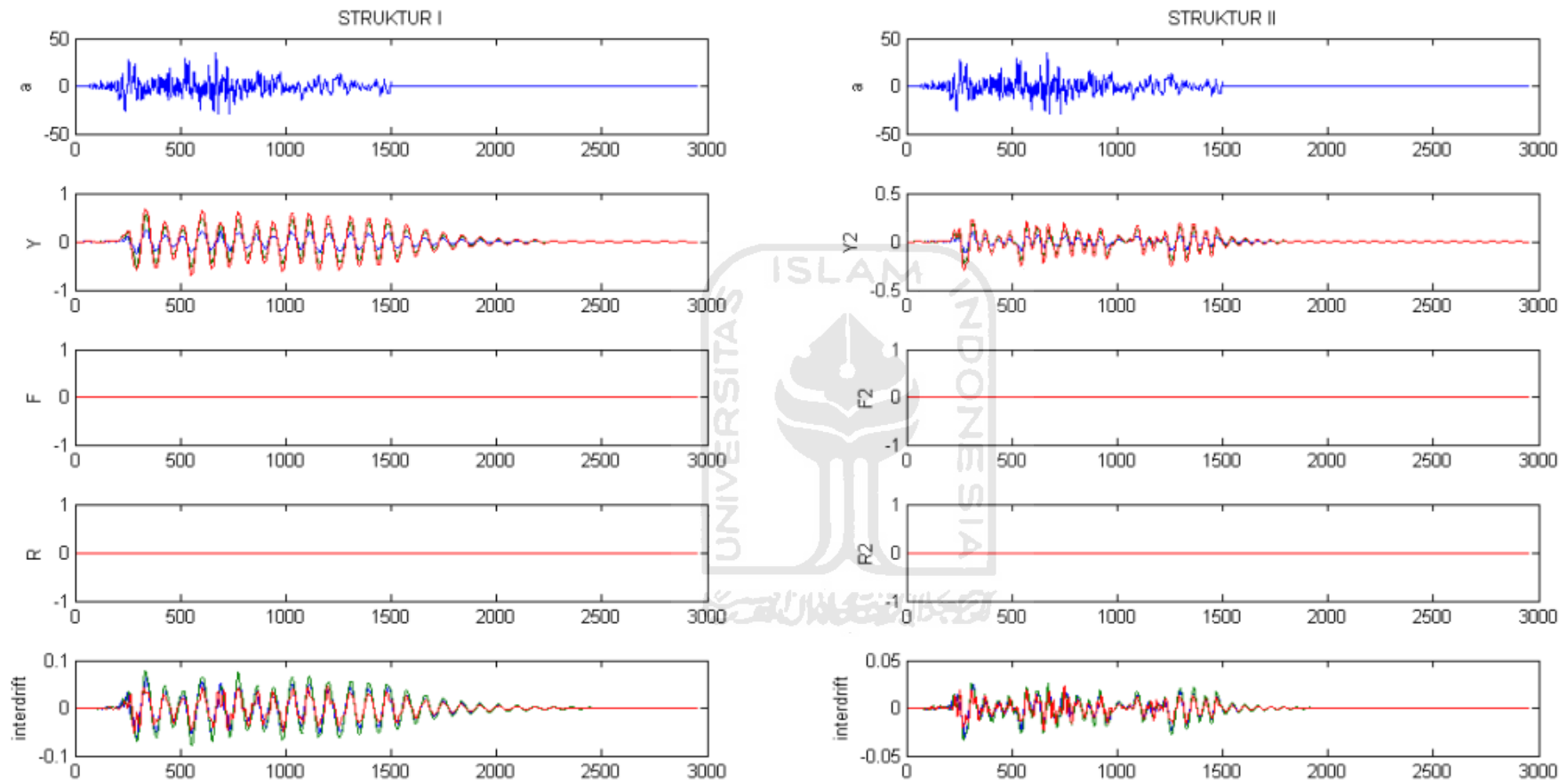
Untuk melihat detail pada detik ke 25 sampai ke 30 dari Gambar 5.41 dan Gambar 5.42, kedua Gambar tersebut didetailkan dengan interval 5 detik sehingga akan mendapatkan Gambar 5.51 dan Gambar 5.52. Dalam periode 5 detik, tidak terjadi tumbukan.



Gambar 5.53 Grafik detail respon simpangan 25 detik sampai 30 detik

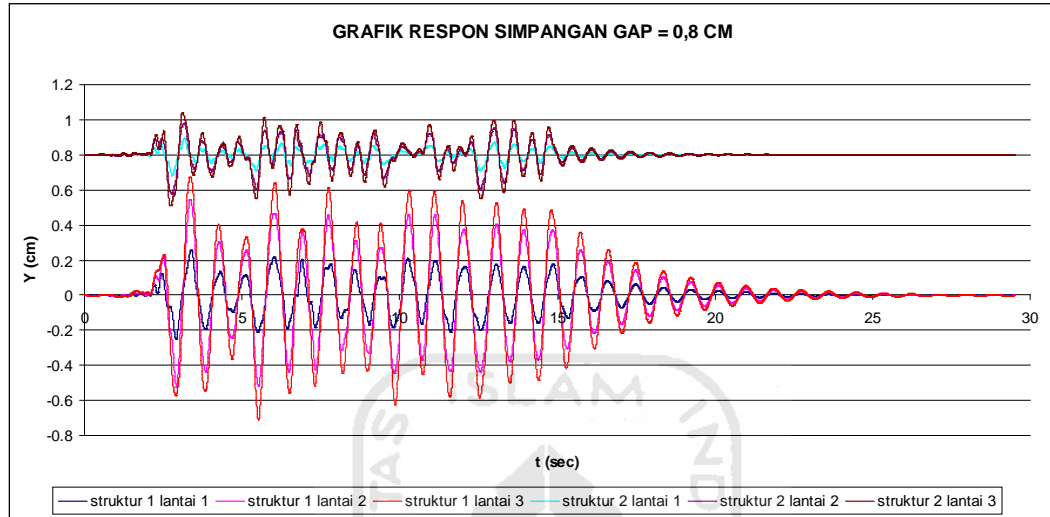


Gambar 5.54 Grafik detail respon gaya tumbukan 25 detik sampai 30 detik



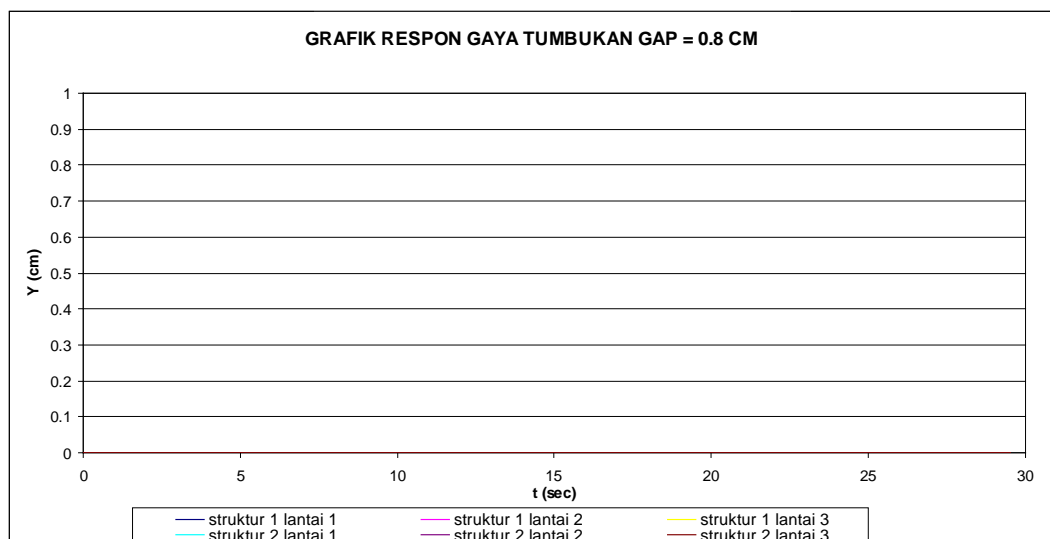
Gambar 5.55 Hasil perhitungan respon tumbukan dengan *software Matlab*

Gambar 5.55 adalah hasil dari olah data yang ada pada *software Matlab* dengan nilai gap = 0,2 cm. Grafik simpangan struktur 1 dan struktur 2 pada Gambar 5.55 digabungkan menjadi satu dengan cara pada grafik struktur 2 ditambah dengan nilai gap. Hasil penggabungan grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.55a.



Gambar 5.55a Grafik detail respon Simpangan 0 detik sampai 30 detik

Grafik gaya tumbukan yang terjadi di struktur 1 dan struktur 2 pada Gambar 5.55 digabungkan menjadi satu. Hasil penggabungan grafik tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.55b.



Gambar 5.55b Grafik detail respon gaya tumbukan 0 detik sampai 30 detik

5.4 Perbandingan Dilatasi

Tabel 5.6 Perbandingan Nilai *gap* dari beberapa *Variabel*

tipe	gempa	bangunan 1	bangunan 2	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4	4.2	
				(cm)																					
low (lantai 3)	Parkfield	lentur	lentur	■	■	■																			
	Parkfield	lentur	kaku	■	■	■	■	■	■																
	Parkfield	kaku	kaku	■																					
	Bucharest	lentur	lentur	■	■	■	■	■	■	■															
	Bucharest	lentur	kaku	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
	Bucharest	kaku	kaku	■																					
mid (lantai 7)	Parkfield	lentur	lentur	■	■																				
	Parkfield	lentur	kaku	■	■	■	■	■	■																
	Parkfield	kaku	kaku	■																					
	Bucharest	lentur	lentur	■	■	■	■	■	■	■															
	Bucharest	lentur	kaku	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
	Bucharest	kaku	kaku	■																					
high (lantai 10)	Parkfield	lentur	lentur	■	■																				
	Parkfield	lentur	kaku	■	■	■	■	■	■																
	Parkfield	kaku	kaku	■																					
	Bucharest	lentur	lentur	■	■	■	■	■	■	■															
	Bucharest	lentur	kaku	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	
	Bucharest	kaku	kaku	■																					

Bangunan yang mempunyai karakteristik yang hampir sama misal lentur dengan lentur ataupun kaku dengan kaku, membutuhkan nilai dilatasi lebih pendek dari pada lentur dengan kaku. Hal ini terjadi karena kedua bangunan yang karakteristiknya hampir sama, mempunyai frekuensi yang hampir sama sehingga ragam goyang yang terjadi hampir sama pula. Hal ini berlaku untuk tipe bangunan *low rise*, *mid rise*, dan *high rise*.

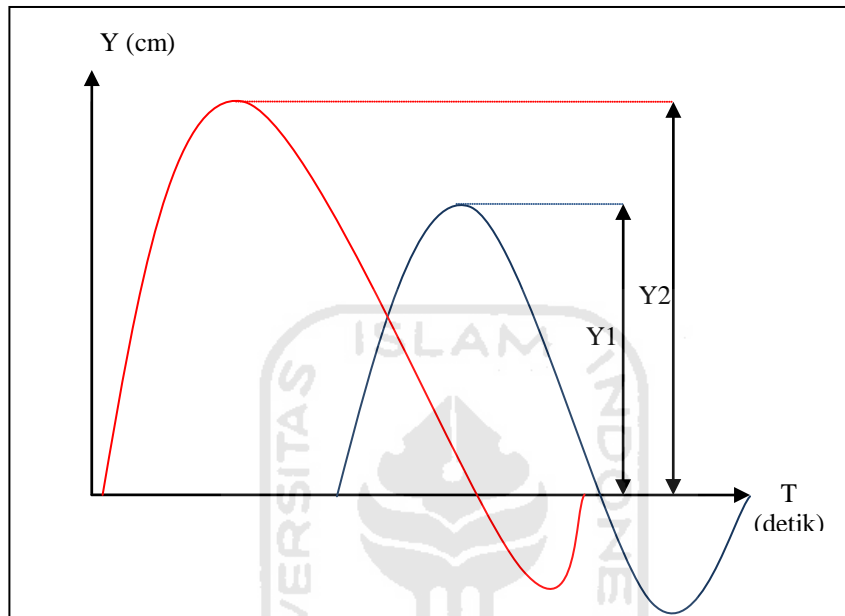
Struktur bangunan yang memiliki karakteristik kaku-kaku akan membutuhkan nilai *gap* lebih kecil dari pada struktur yang memiliki karakteristik lentur-lentur. Hal ini terjadi karena struktur lentur menghasilkan simpangan yang lebih panjang dari pada struktur yang memiliki karakteristik kaku. Faktor karakteristik beban gempa akan mempengaruhi kebutuhan dilatasi. Gempa Bucharest akan membutuhkan dilatasi lebih besar dari pada beban Parkfield terutama pada bagian struktur yang lebih tinggi. Gempa dengan frekuensi rendah akan memberikan kontribusi simpangan yang signifikan. Hal ini berlaku untuk tipe bangunan *low rise*, *mid rise*, dan *high rise*.

Kesimpulan sementara yang didapat dari perbandingan dilatasi berdasarkan hasil Tabel 5.6 adalah sebagai berikut,

1. Gempa dengan frekuensi rendah (gempa Bucharest) akan membutuhkan nilai dilatasi lebih panjang dari pada gempa dengan frekuensi tinggi (Gempa Parkfield).
2. Dua struktur bangunan yang mempunyai frekuensi relatif sama akan membutuhkan dilatasi lebih pendek dari pada dua struktur bangunan dengan frekuensi yang berbeda/kontras.
3. Meskipun dua struktur bangunan mempunyai frekuensi sama, struktur kaku-kaku akan membutuhkan panjang dilatasi lebih pendek dari pada struktur lentur-lentur.
4. Semakin tinggi bangunan (dari *low rise* ke *high rise*), semakin panjang pula kebutuhan dilatasi bangunan.
5. Dua hal tersebut (nomor 1 dan nomor 2) berlaku untuk bangunan yang bertipe *low rise*, *mid rise*, dan *high rise*.

5.5 Perbandingan Simpangan

Perbandingan simpangan adalah perbandingan antara simpangan maksimum pada struktur pounding dengan simpangan maksimum pada struktur getaran bebas. Untuk dapat memahami lebih jelas, dapat dilihat pada Gambar 5.56.



Gambar 5.56 Grafik Simpangan Antara Tumbukan dengan Tanpa Tumbukan

Keterangan:

Y_1 = simpangan maksimum/minimum dengan getaran tanpa tumbukan

Y_2 = simpangan maksimum/minimum akibat adanya tumbukan

Y_z = perbandingan simpangan.

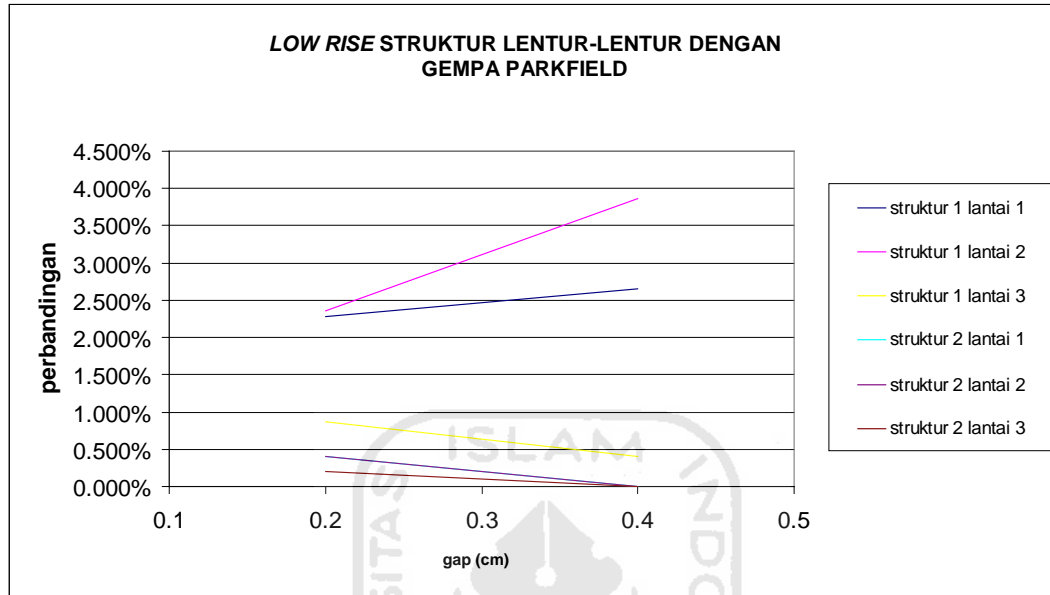
$$Y_z = \frac{Y_1}{Y_2} \times 100\%$$

Perbandingan simpangan akan mengalami 2 kondisi berikut ini.

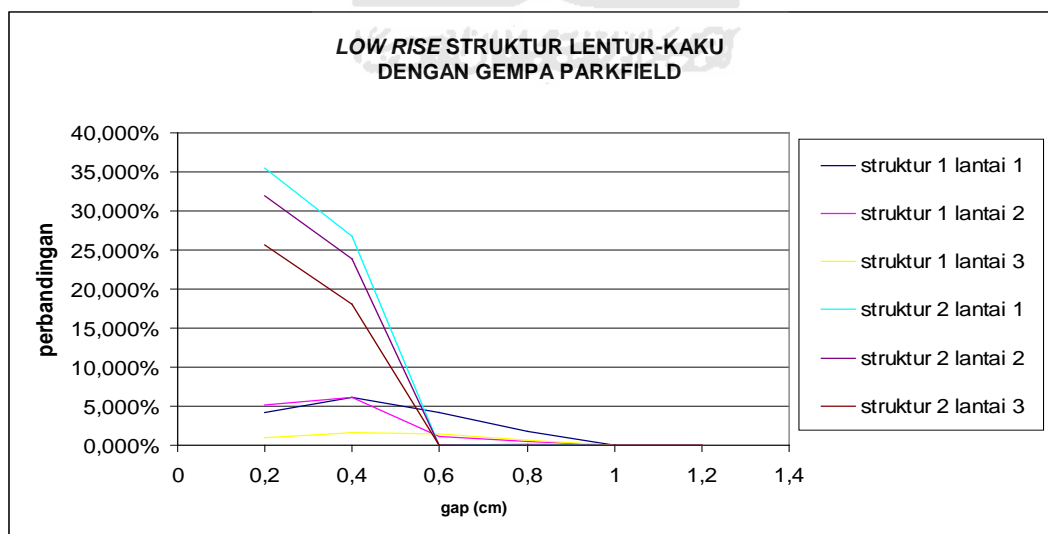
1. Apabila Y_z lebih besar dari 0% maka simpangan disebut perbesaran.
2. Apabila Y_z lebih kecil dari 0% maka simpangan disebut perkecilan.

5.5.1 low rise (3 lantai)

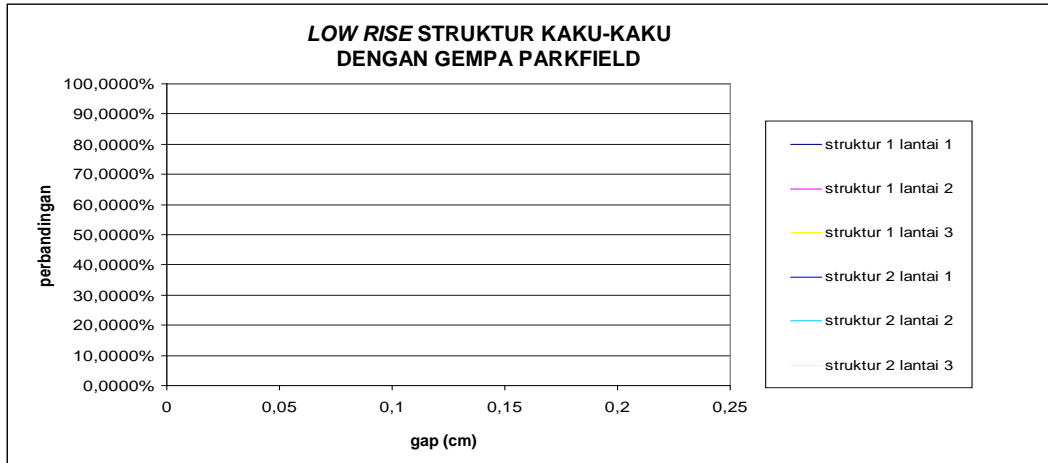
Perbandingan simpangan *Low rise* pada penelitian ini adalah perbandingan simpangan antara struktur 3 lantai dengan 3 lantai yang terjadi akibat adanya *pounding*.



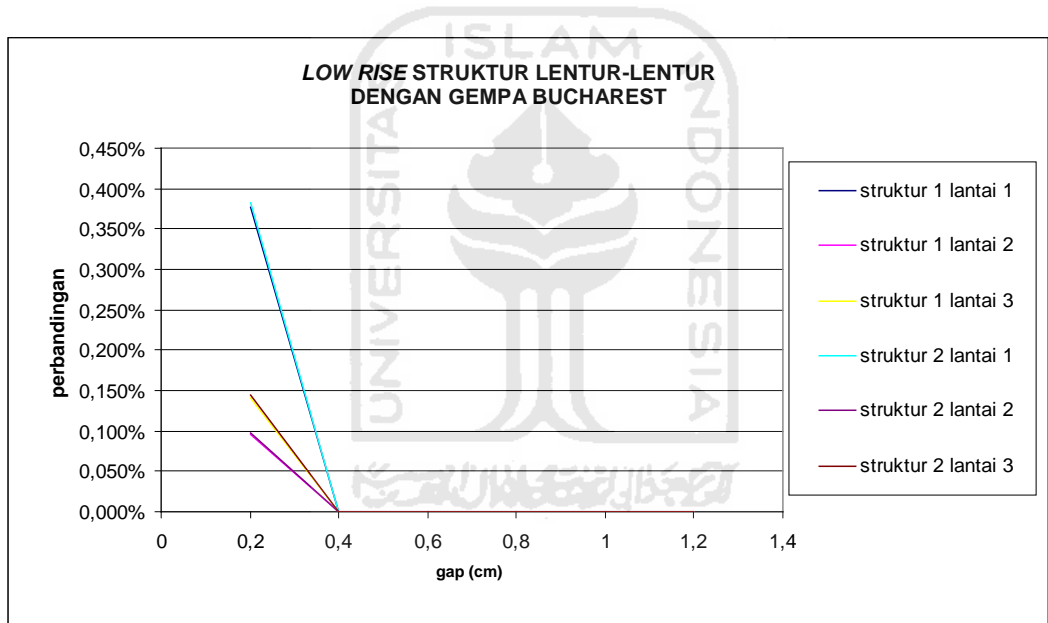
Gambar 5.57 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur *Low Rise* dengan Gempa Parkfield



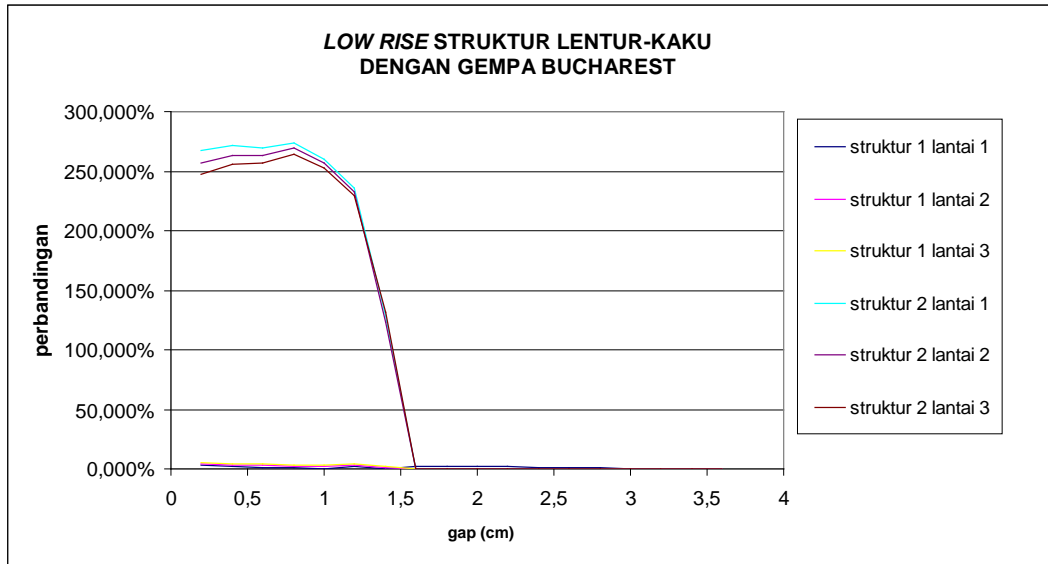
Gambar 5.58 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku *Low Rise* dengan Gempa Parkfield



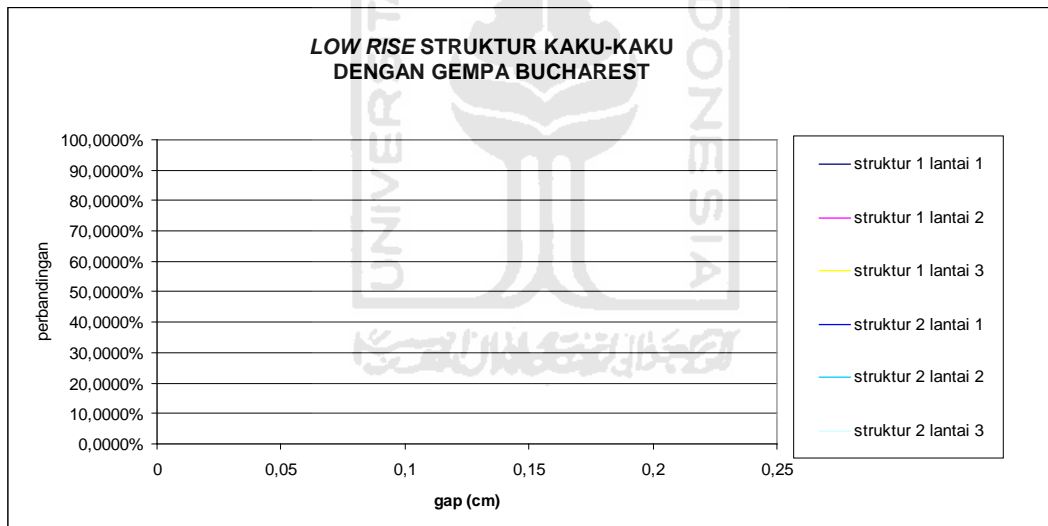
Gambar 5.59 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku *Low Rise* dengan Gempa Parkfield



Gambar 5.60 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur *Low Rise* dengan Gempa Bucharest



Gambar 5.61 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku *Low Rise* dengan Gempa Bucharest



Gambar 5.62 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku *Low Rise* dengan Gempa Bucharest

Perbandingan simpangan antara struktur yang mempunyai karakteristik yang hampir sama tidak mengalami perbesaran simpangan yang signifikan. Perbandingan simpangan pada Gambar 5.59,5.62 tidak mengalami pembesaran atau mengecil simpangan maksimum. Meskipun tidak terjadi suatu perbesaran pada nilai maksimum, tetapi untuk simpangan-simpangan yang bukan nilai maksimum terjadi perbesaran walaupun tidak signifikan. Meskipun pada struktur lentur-lentur dengan beban gempa Bucharest (Gambar 5.60) terjadi perbesaran simpangan mencapai 0,38%, tetapi perbesaran tersebut sangat kecil.

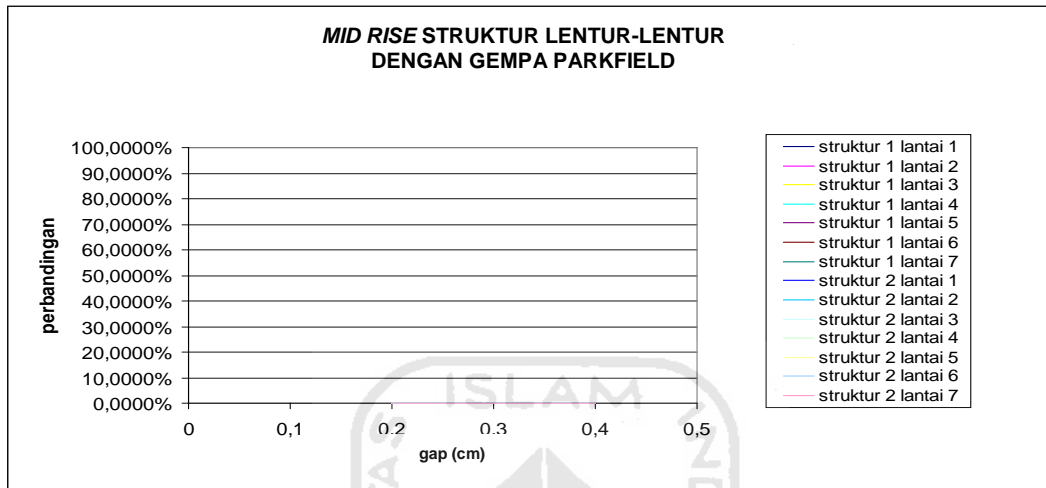
Perbedaan karakteristik struktur (lentur-kaku) seperti pada Gambar 5.58 dan Gambar 5.61 akan mengalami perbesaran simpangan mencapai 35% pada beban Parkfield dan 272% pada beban Bucharest. perbesaran ini terjadi pada struktur kaku.

Kesimpulan sementara yang didapat dari perbandingan simpangan pada *low rise* adalah:

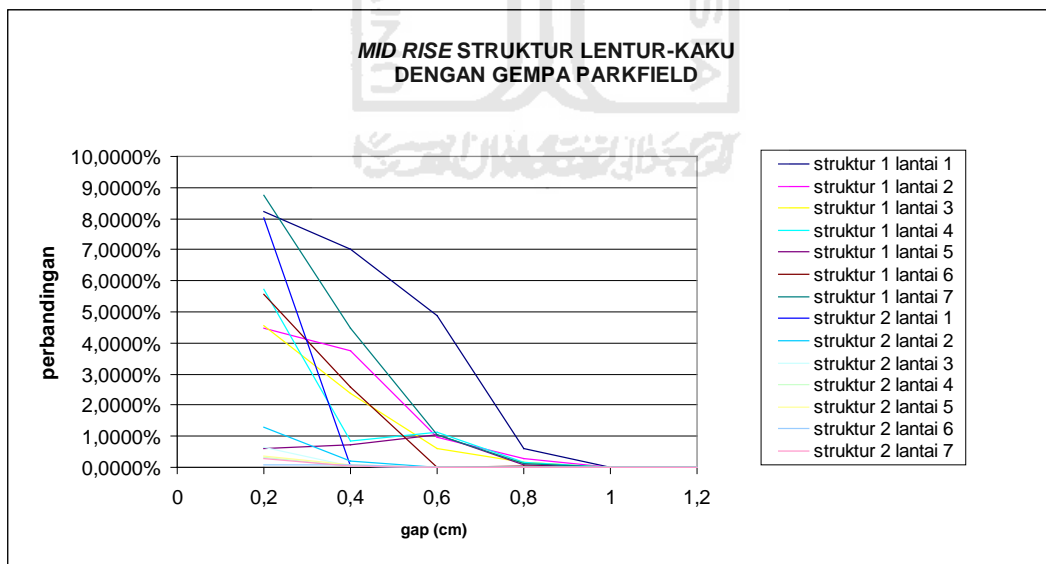
1. Perbedaan karakteristik struktur akan memberikan perbesaran simpangan yang besar dari pada struktur dengan karakteristik hampir sama.
2. Struktur kaku akan mengalami perbesaran yang signifikan dari pada struktur lentur antara struktur yang mempunyai karakteristik yang berbeda (tumbukan antara struktur lentur dengan struktur kaku).
3. Gempa dengan karakteristik low (gempa Bucharest) akan membuat perbesaran simpangan struktur semakin besar dari pada gempa dengan karakteristik high (gempa Parkfield).

5.5.2 Mid Rise (7 lantai)

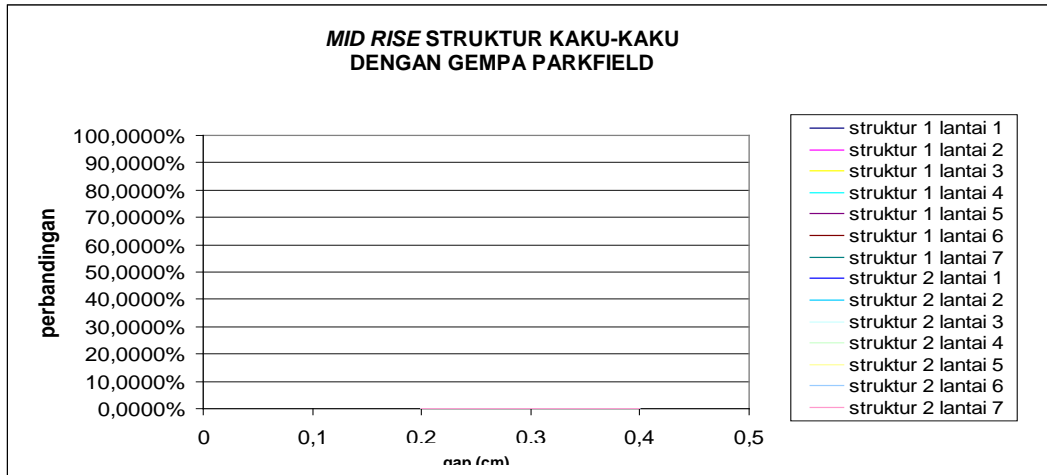
Perbandingan simpangan *mid rise* pada penelitian ini adalah perbandingan simpangan antara struktur 7 lantai dengan 7 lantai yang terjadi akibat adanya *pounding*.



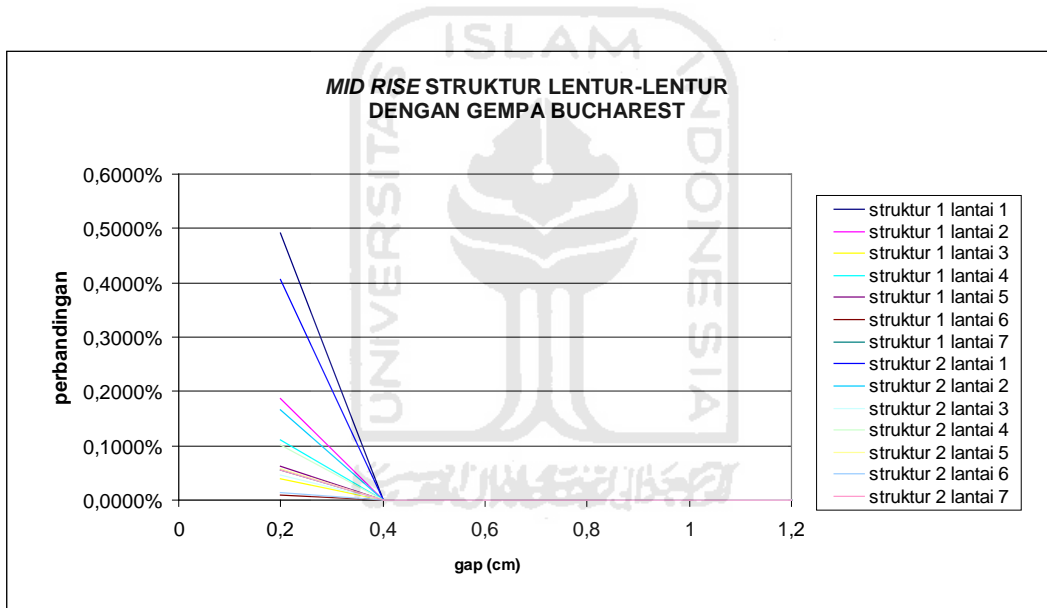
Gambar 5.63 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur *Mid Rise* dengan Gempa Parkfield



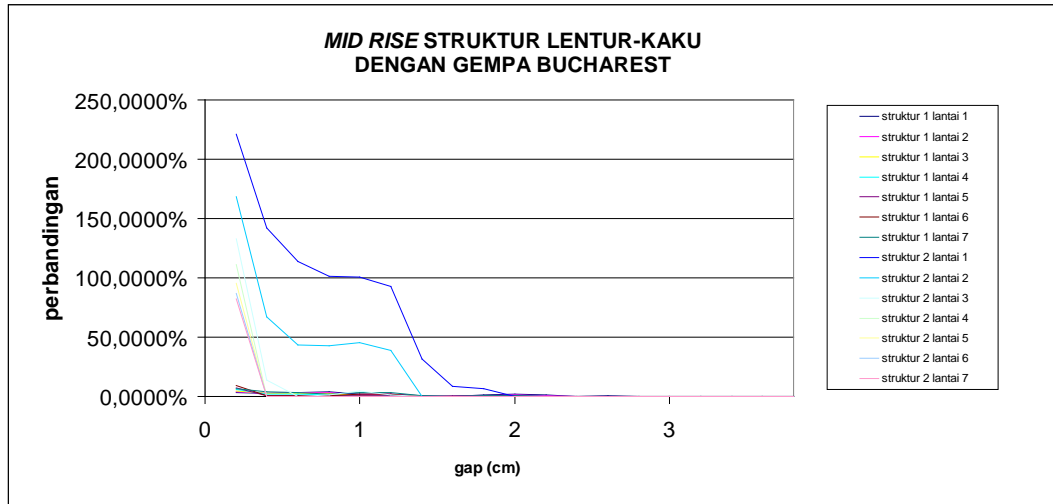
Gambar 5.64 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku *Mid Rise* dengan Gempa Parkfield



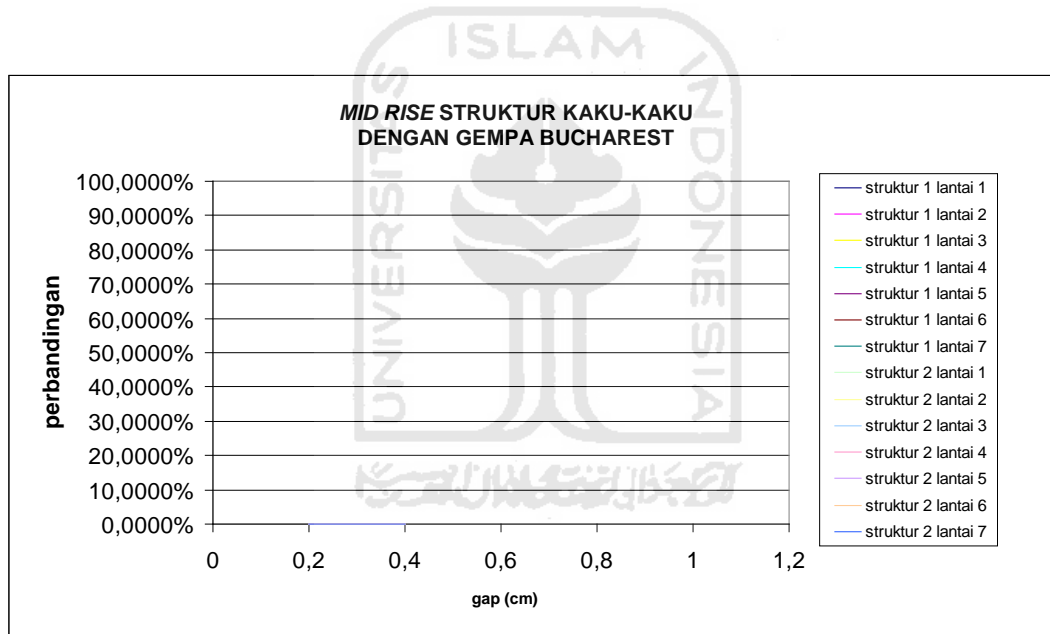
Gambar 5.65 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku *Mid Rise* dengan Gempa Parkfield



Gambar 5.66 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur *Mid Rise* dengan Gempa Bucharest



Gambar 5.67 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku *Mid Rise* dengan Gempa Bucharest



Gambar 5.68 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku *Mid Rise* dengan Gempa Bucharest

Perbandingan simpangan antara struktur yang mempunyai karakteristik yang hampir sama tidak mengalami perbesaran simpangan yang signifikan. Perbandingan simpangan pada Gambar 5.65, 5.68 tidak mengalami pembesaran atau mengecil simpangan maksimum. Meskipun tidak terjadi suatu perbesaran pada nilai maksimum, tetapi untuk simpangan-simpangan yang bukan nilai maksimum terjadi perbesaran walaupun tidak signifikan. Meskipun pada struktur lentur-lentur dengan beban gempa Bucharest (Gambar 5.66) terjadi perbesaran simpangan mencapai 0,49%, tetapi perbesaran tersebut sangat kecil.

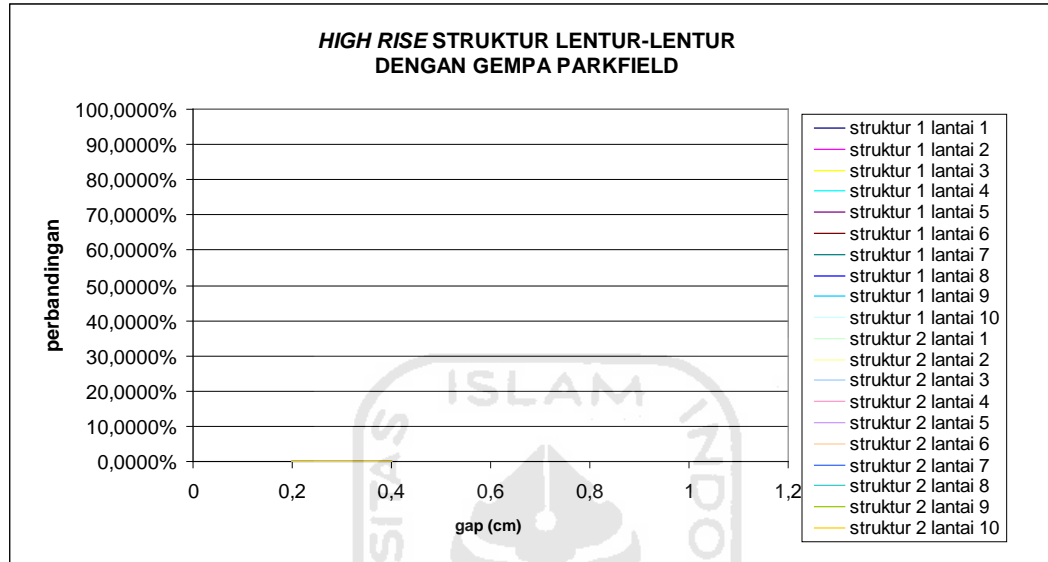
Perbedaan karakteristik struktur (lentur-kaku) seperti pada Gambar 5.64 dan Gambar 5.67 akan mengalami perbesaran simpangan mencapai 8% pada beban Parkfield dan 221% pada beban Bucharest. perbesaran ini terjadi pada struktur kaku.

Kesimpulan sementara yang didapat dari perbandingan simpangan pada *Mid rise* adalah:

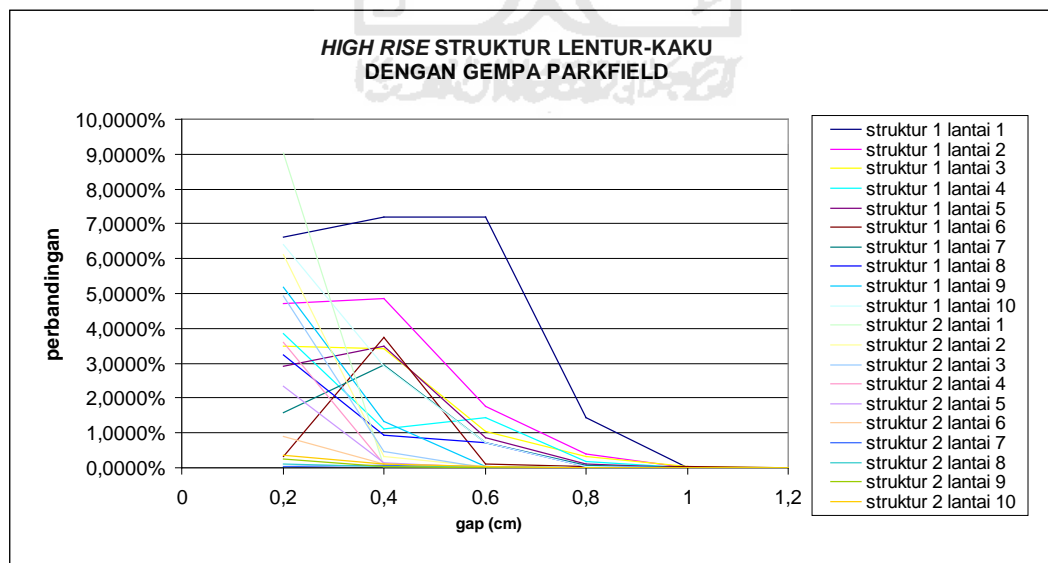
1. Perbedaan karakteristik struktur akan memberikan perbesaran simpangan yang besar dari pada struktur dengan karakteristik hampir sama.
2. Struktur kaku akan mengalami perbesaran yang signifikan dari pada struktur lentur antara struktur yang mempunyai karakteristik yang berbeda (tumbukan antara struktur lentur dengan struktur kaku).
3. Gempa dengan karakteristik low (gempa Bucharest) akan membuat perbesaran simpangan struktur semakin besar dari pada gempa dengan karakteristik high (gempa Parkfield).

5.5.3 high rise (10 lantai)

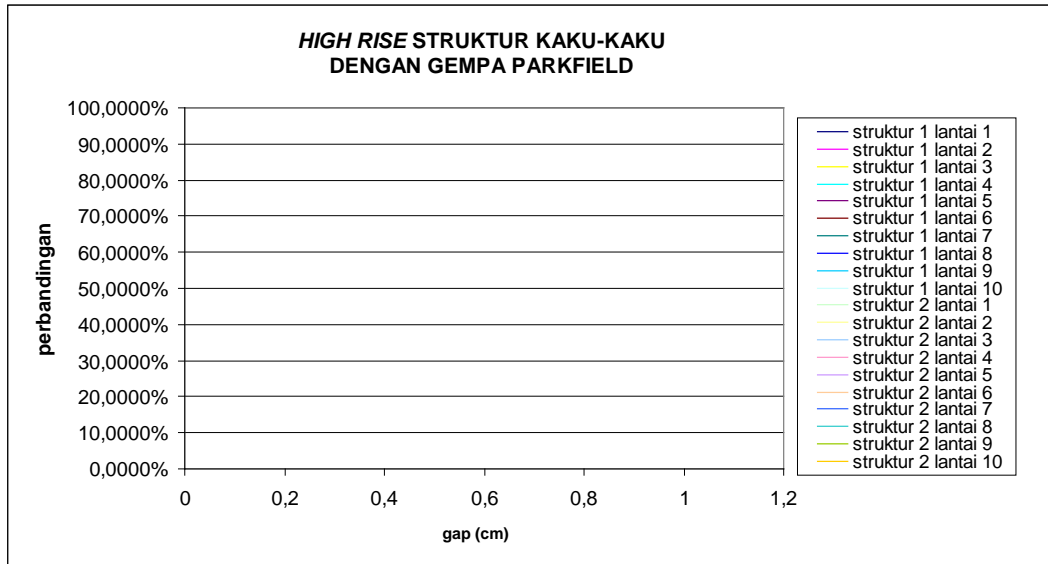
Perbandingan simpangan *high rise* pada penelitian ini adalah perbandingan simpangan antara struktur 10 lantai dengan 10 lantai yang terjadi akibat adanya *pounding*.



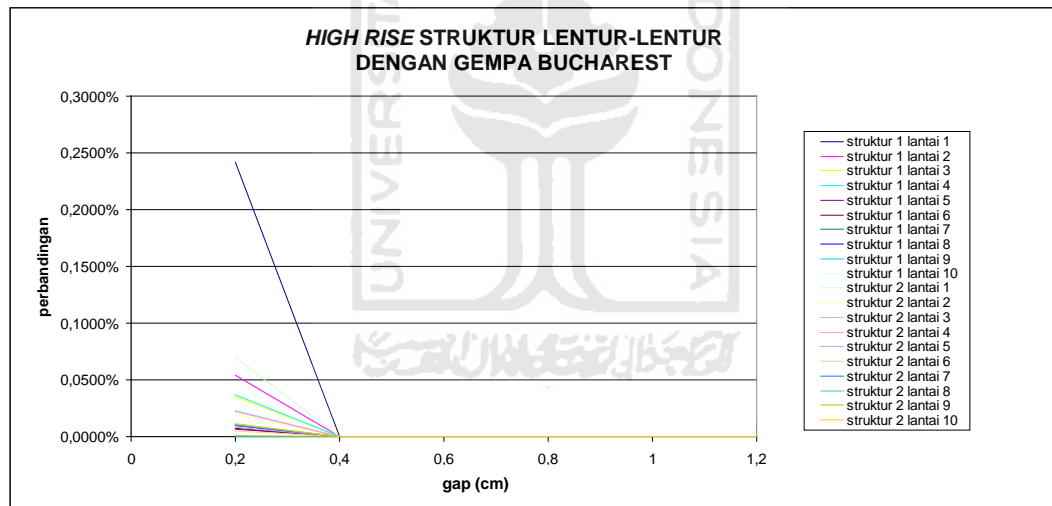
Gambar 5.69 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur *High Rise* dengan Gempa Parkfield



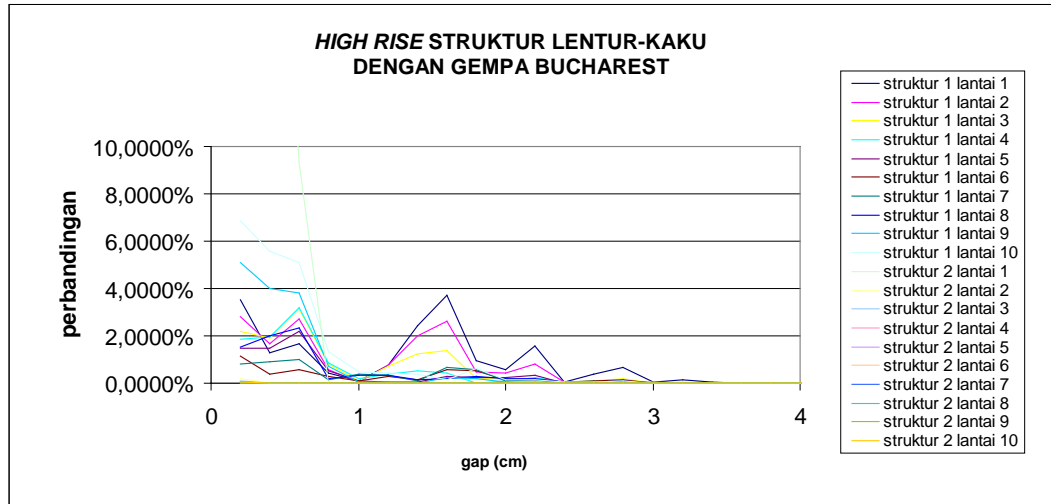
Gambar 5.70 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku *High Rise* dengan Gempa Parkfield



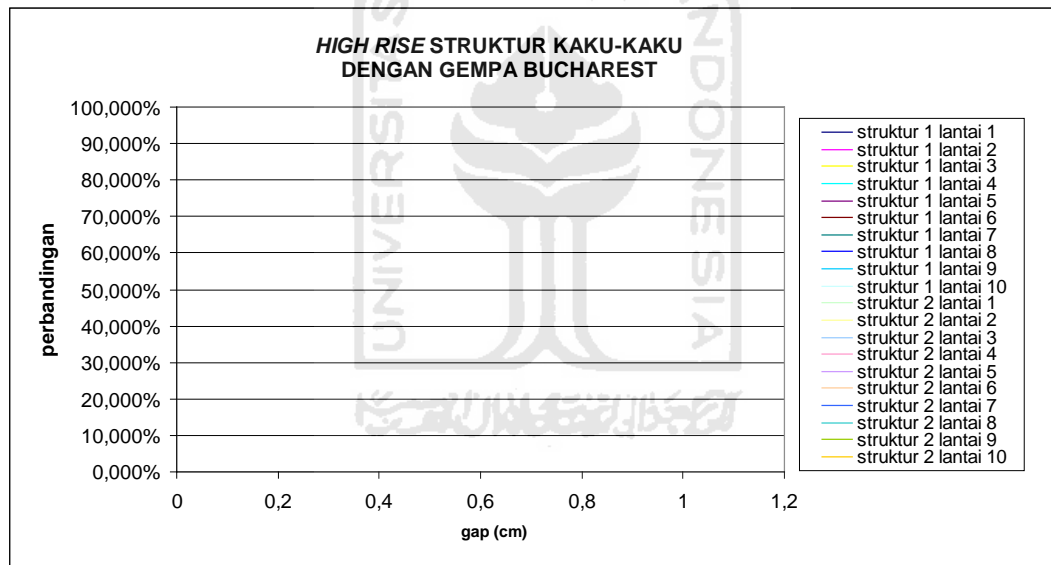
Gambar 5.71 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku *High Rise* dengan Gempa Parkfield



Gambar 5.72 Grafik *gap* dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Lentur *High Rise* dengan Gempa Bucharest



Gambar 5.73 Grafik gap dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Lentur-Kaku *High Rise* dengan Gempa Bucharest



Gambar 5.74 Grafik gap dan Perbandingan Simpangan pada Struktur Kaku-Kaku *High Rise* dengan Gempa Bucharest

Perbandingan simpangan antara struktur yang mempunyai karakteristik yang hampir sama tidak mengalami perbesaran simpangan yang signifikan. Perbandingan simpangan pada Gambar 5.71,5.73 tidak mengalami pembesaran atau mengecil simpangan maksimum. Meskipun tidak terjadi suatu perbesaran pada nilai maksimum, tetapi untuk simpangan-simpangan yang bukan nilai maksimum terjadi perbesaran walaupun tidak signifikan. Meskipun pada struktur

lentur-lentur dengan beban gempa Bucharest (Gambar 5.72) terjadi perbesaran simpangan mencapai 0,24%, tetapi perbesaran tersebut sangat kecil.

Perbedaan karakteristik struktur (lentur-kaku) seperti pada Gambar 5.70 dan Gambar 5.73 akan mengalami perbesaran simpangan mencapai 8% pada beban Parkfield dan 221% pada beban Bucharest. perbesaran ini terjadi pada struktur kaku.

Kesimpulan sementara yang didapat dari perbandingan simpangan pada *High rise* adalah:

1. Perbedaan karakteristik struktur akan memberikan perbesaran simpangan yang besar dari pada struktur dengan karakteristik hampir sama.
2. Struktur kaku akan mengalami perbesaran yang signifikan dari pada struktur lentur antara struktur yang mempunyai karakteristik yang berbeda (tumbukan antara struktur lentur dengan struktur kaku).
3. Gempa dengan karakteristik *low* (gempa Bucharest) akan membuat perbesaran simpangan struktur semakin besar dari pada gempa dengan karakteristik *high* (gempa Parkfield).

Kesimpulan akhir pada perbandingan simpangan adalah:

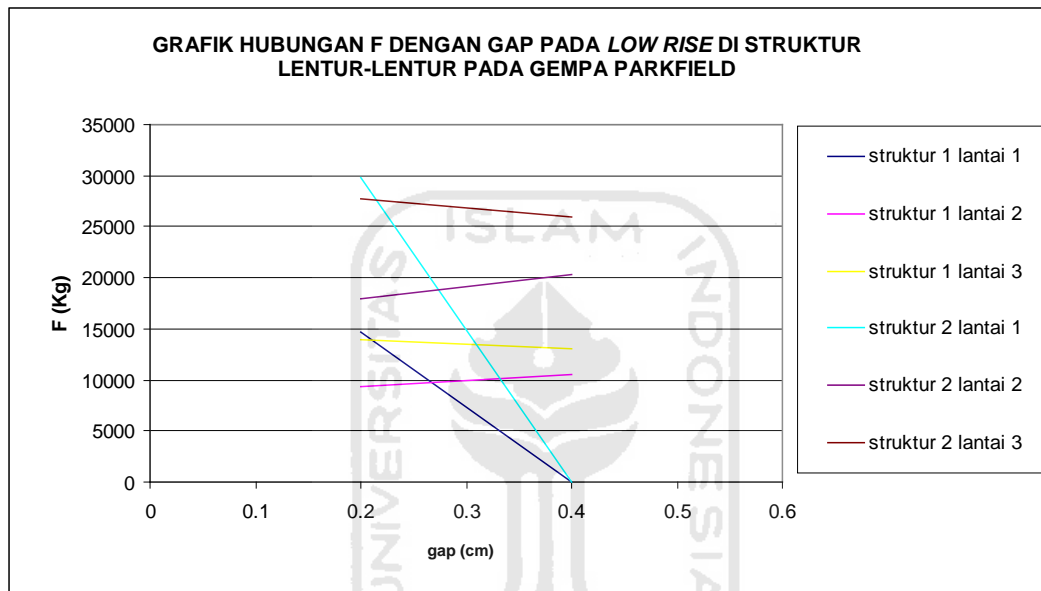
1. Perbedaan karakteristik struktur akan memberikan perbesaran simpangan yang besar dari pada struktur dengan karakteristik hampir sama. Hal ini berlaku untuk *low rise*, *mid rise* dan *high rise*.
2. Struktur kaku akan mengalami perbesaran yang signifikan dari pada struktur lentur antara struktur yang mempunyai karakteristik yang berbeda (tumbukan antara struktur lentur dengan struktur kaku). Hal ini berlaku untuk *low rise*, *mid rise* dan *high rise*.
3. Gempa dengan karakteristik *low* (gempa Bucharest) akan membuat perbesaran simpangan struktur semakin besar dari pada gempa dengan karakteristik *high* (gempa Parkfield). Hal ini berlaku untuk *low rise*, *mid rise* dan *high rise*.

5.6 Perbandingan Gaya

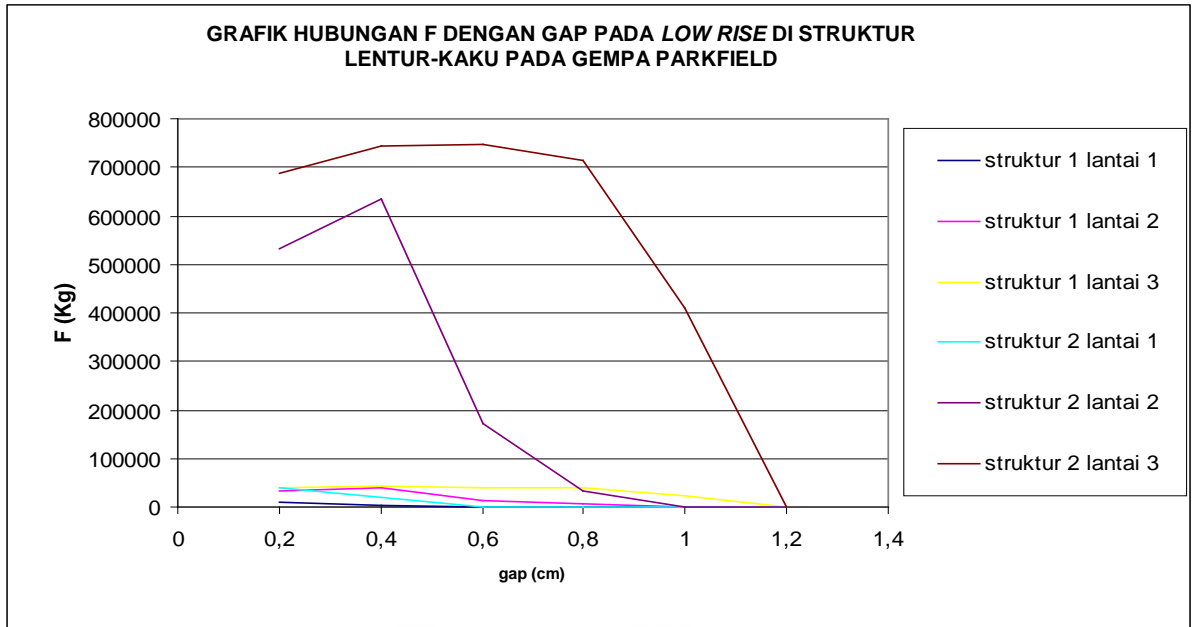
Perbandingan gaya adalah perbandingan antara gaya tumbukan maksimum yang terjadi ditiap dilatasi.

5.6.1 Perbandingan gaya pada *low rise*

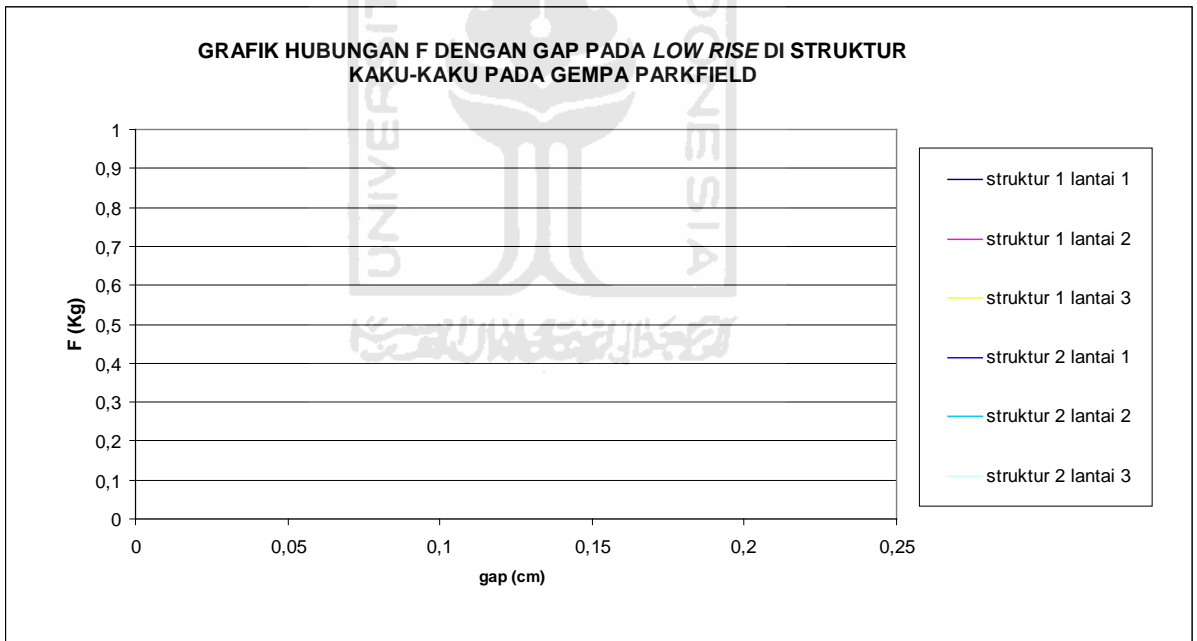
Perbandingan gaya *low rise* pada penelitian ini adalah perbandingan gaya tumbukan antara struktur 3 lantai dengan 3 lantai yang terjadi akibat adanya *pounding*.



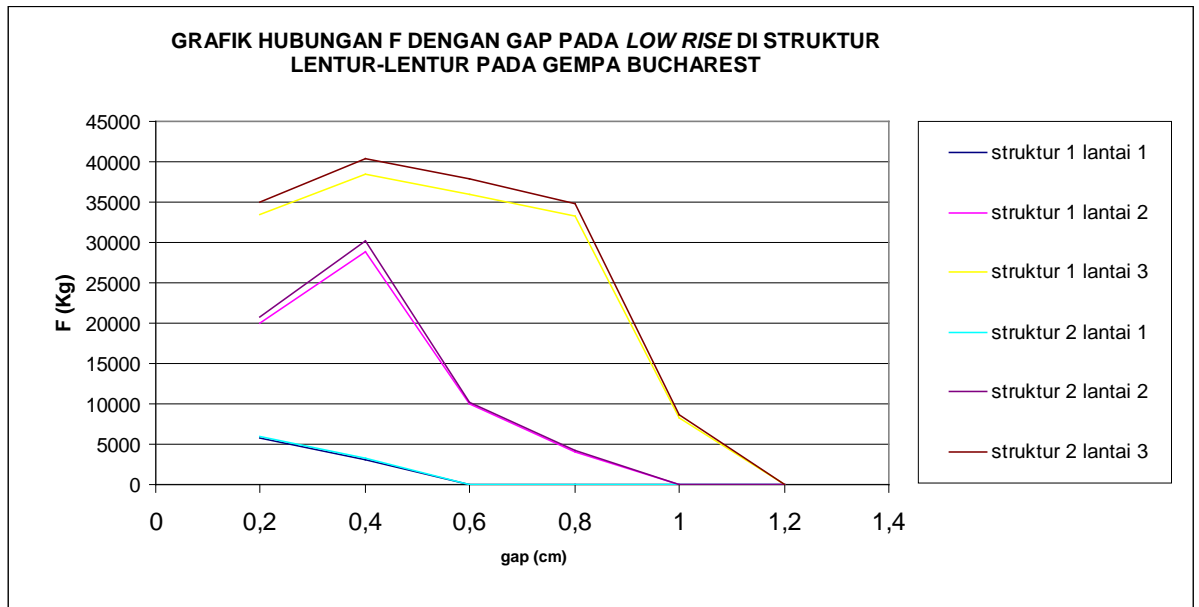
Gambar 5.75 Grafik hubungan gaya tumbukan *low rise* pada struktur lentur-lentur dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



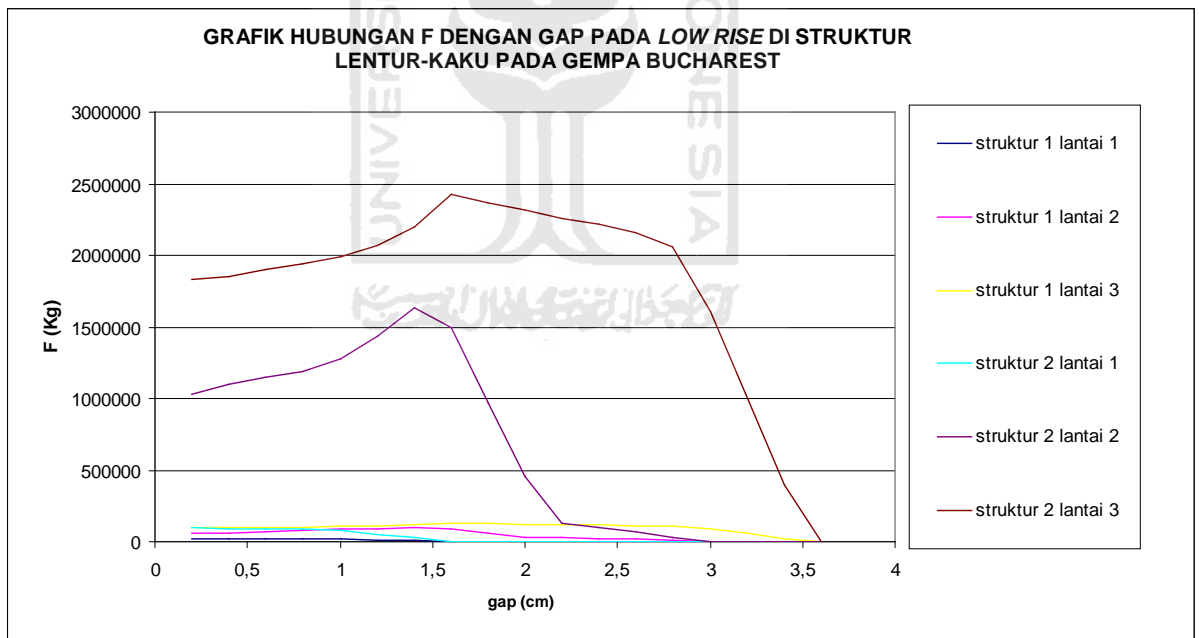
Gambar 5.76 Grafik hubungan gaya tumbukan *low rise* pada struktur lentur-kaku dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



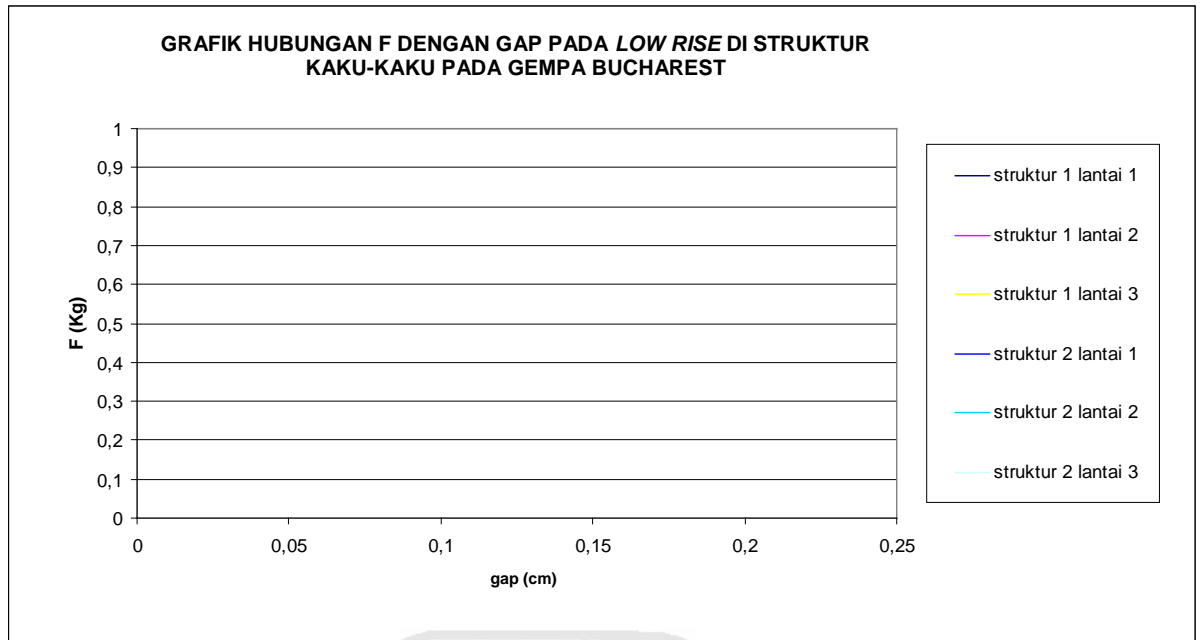
Gambar 5.77 Grafik hubungan gaya tumbukan *low rise* pada struktur kaku-kaku dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



Gambar 5.78 Grafik hubungan gaya tumbukan *low rise* pada struktur lentur-lentur dengan *gap* untuk Gempa Bucharest



Gambar 5.79 Grafik hubungan gaya tumbukan *low rise* pada struktur lentur-kaku dengan *gap* untuk Gempa Bucharest

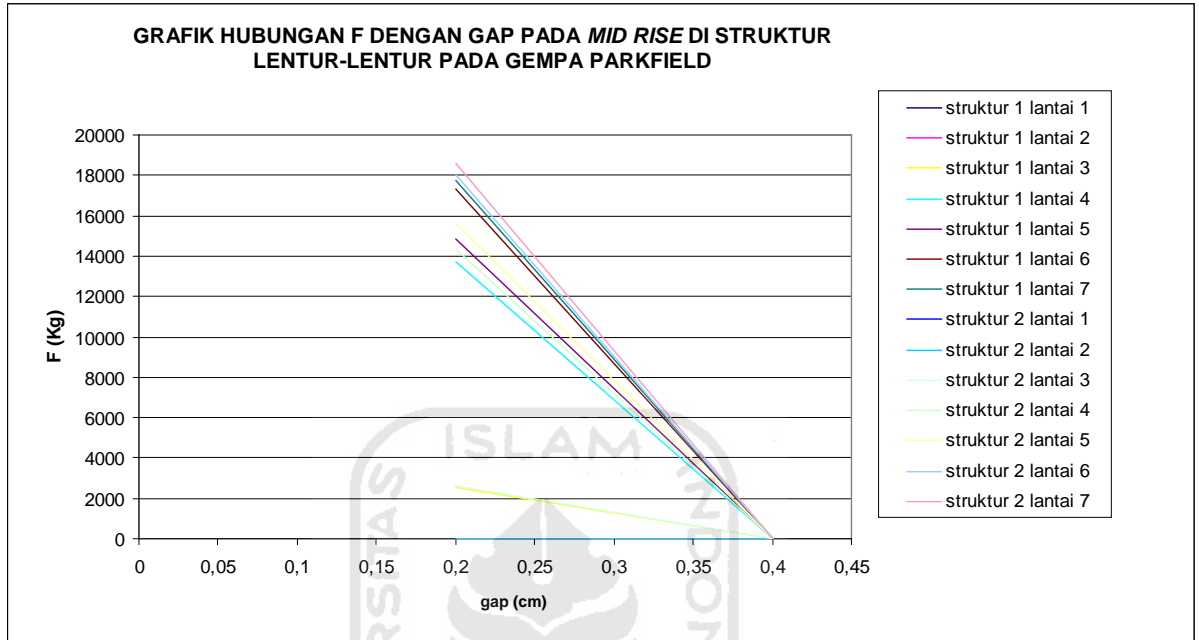


Gambar 5.80 Grafik hubungan gaya tumbukan *low rise* pada struktur kaku-kaku dengan *gap* untuk Gempa Bucharest

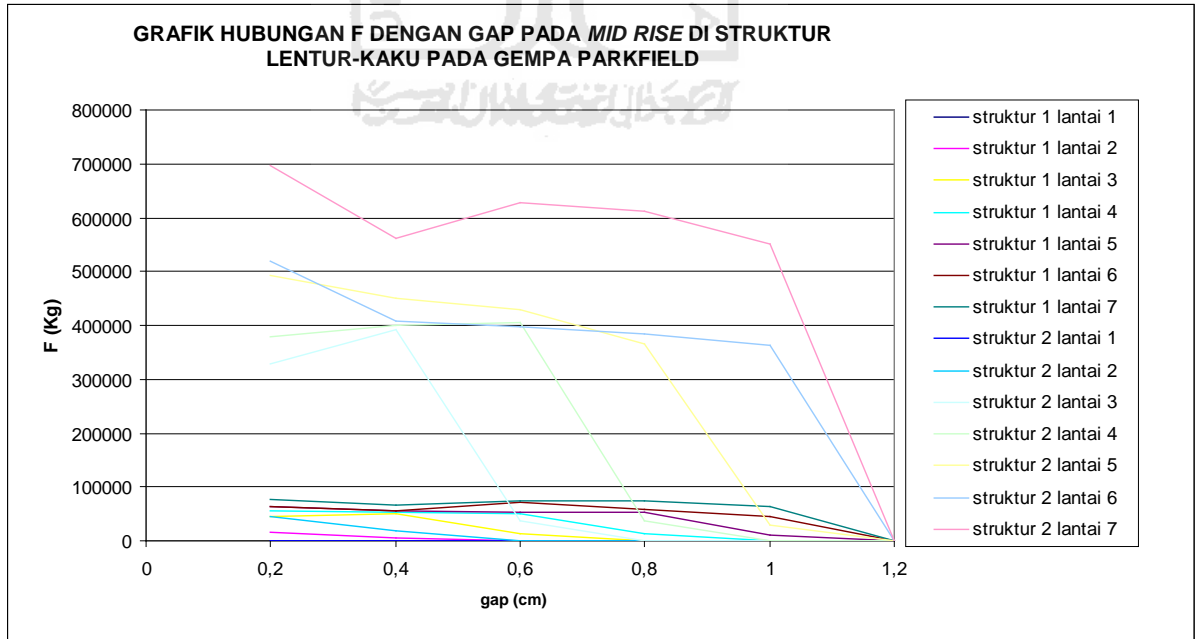
Perbandingan gaya tumbukan yang terjadi pada *low rise* adalah semakin besar kekakuan suatu bangunan, maka akan menerima gaya tumbukan semakin besar pula. Hal ini terjadi pada struktur lentur-kaku (Gambar 5.76 dan 5.79). Struktur kaku menerima gaya tumbukan lebih besar dari pada struktur lentur. Struktur lentur-lentur (Gambar 5.75 dan Gambar 5.78) juga menghasilkan gaya tumbukan tetapi tidak sebesar pada struktur lentur-kaku karena kekakuan struktur lentur sedikit. Semakin kaku kedua struktur maka kemungkinan tidak terjadi tumbukan semakin besar. Hal ini terjadi pada struktur kaku-kaku (Gambar 5.77 dan Gambar 5.80). beban gempa juga mempengaruhi besar kecilnya suatu tumbukan. Semakin rendah frekuensi gempa (Bucharest), semakin besar gaya tumbukannya. Nilai *gap* mempengaruhi besar kecilnya gaya tumbukan struktur yang akan diterima kedua struktur tersebut. Gaya tumbukan akan mengalami kecenderungan turun apabila nilai *gap* semakin besar. Grafik gaya tumbukan ternyata tidak murni turun apabila nilai *gap* semakin besar. Contohnya pada struktur lentur-kaku, gaya tumbukan mempunyai grafik parabola. Sehingga dapat disimpulkan bahwa semakin pendek nilai *gap*, belum tentu nilai gaya tumbukan adalah yang terbesar.

5.6.2 Perbandingan gaya pada *mid rise*

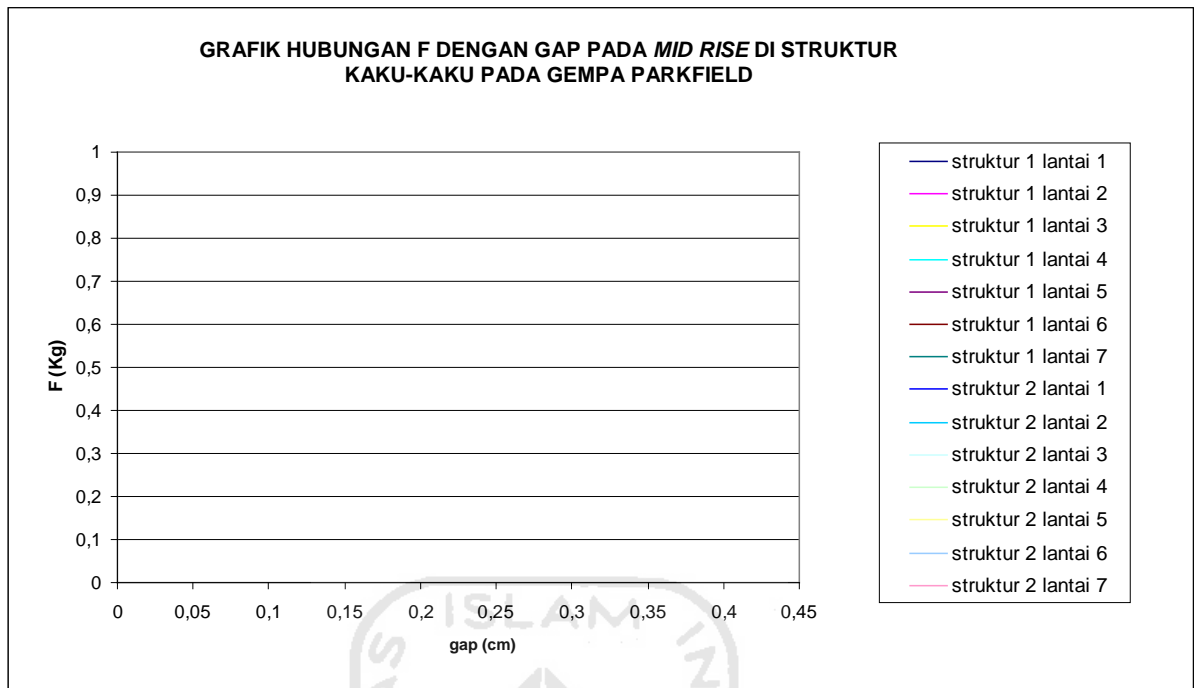
Perbandingan gaya *mid rise* pada penelitian ini adalah perbandingan gaya tumbukan antara struktur 7 lantai dengan 7 lantai yang terjadi akibat adanya *pounding*.



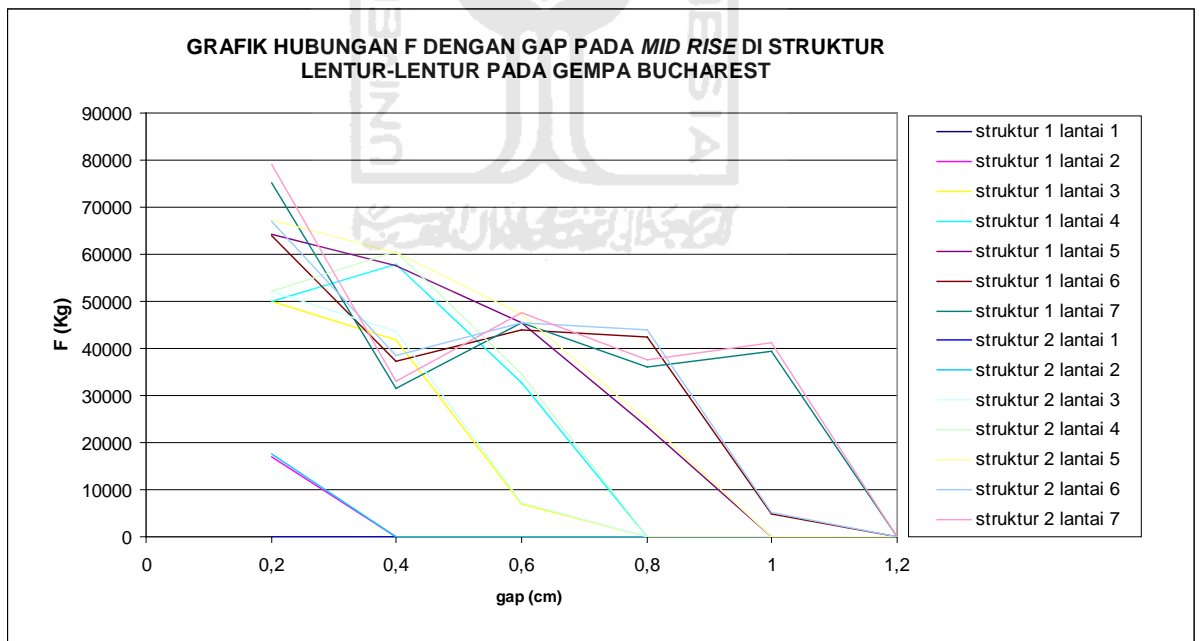
Gambar 5.81 Grafik hubungan gaya tumbukan *mid rise* pada struktur lentur-lentur dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



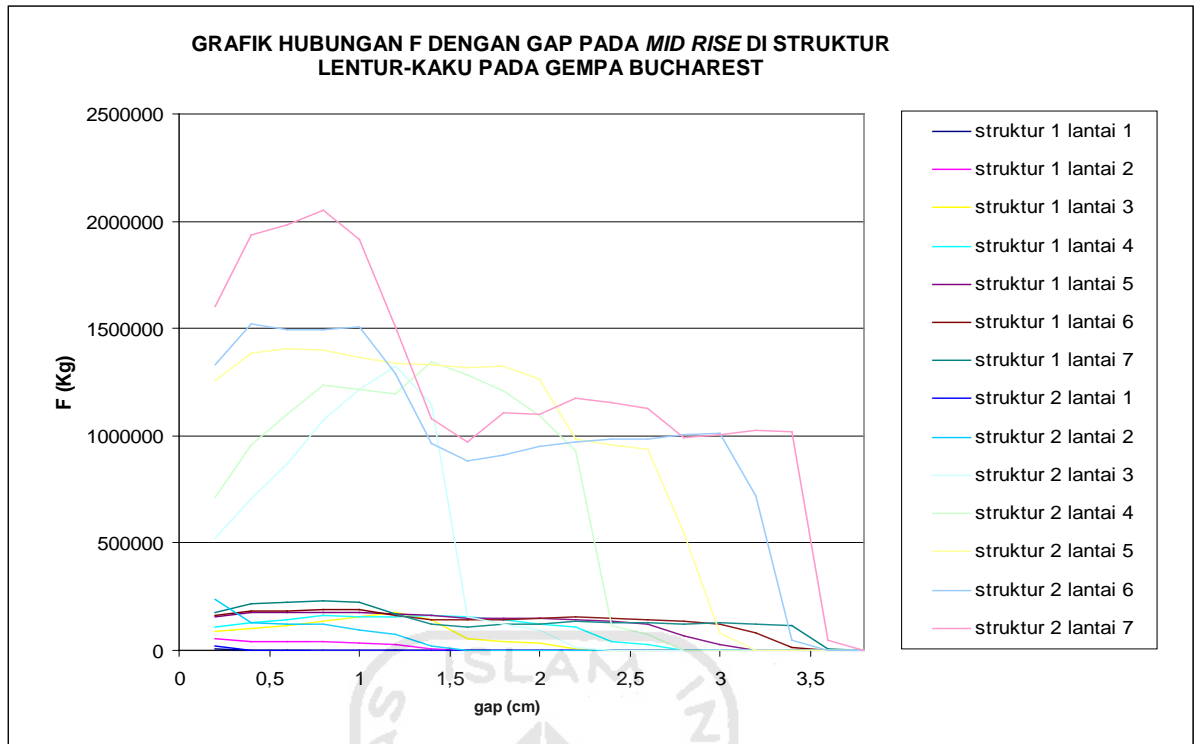
Gambar 5.82 Grafik hubungan gaya tumbukan *mid rise* pada struktur lentur-kaku dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



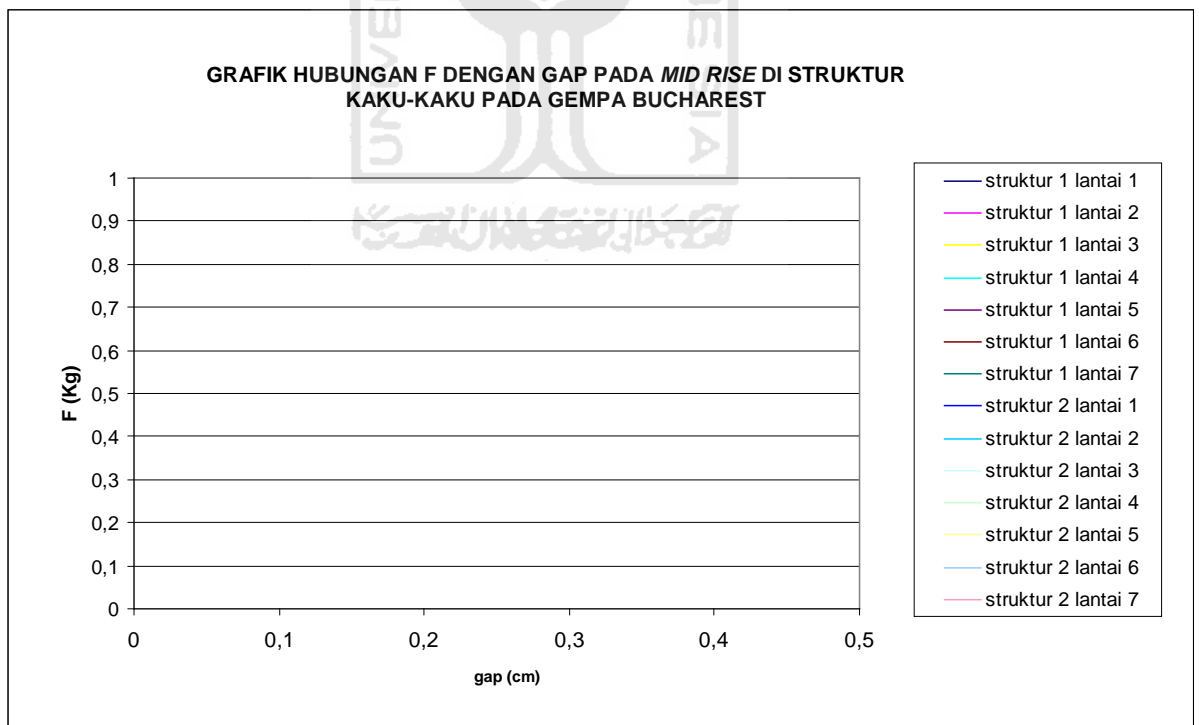
Gambar 5.83 Grafik hubungan gaya tumbukan *mid rise* pada struktur kaku-kaku dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



Gambar 5.84 Grafik hubungan gaya tumbukan *mid rise* pada struktur lentur-lentur dengan *gap* untuk Gempa Bucharest



Gambar 5.85 Grafik hubungan gaya tumbukan *mid rise* pada struktur lentur-kaku dengan *gap* untuk Gempa Bucharest

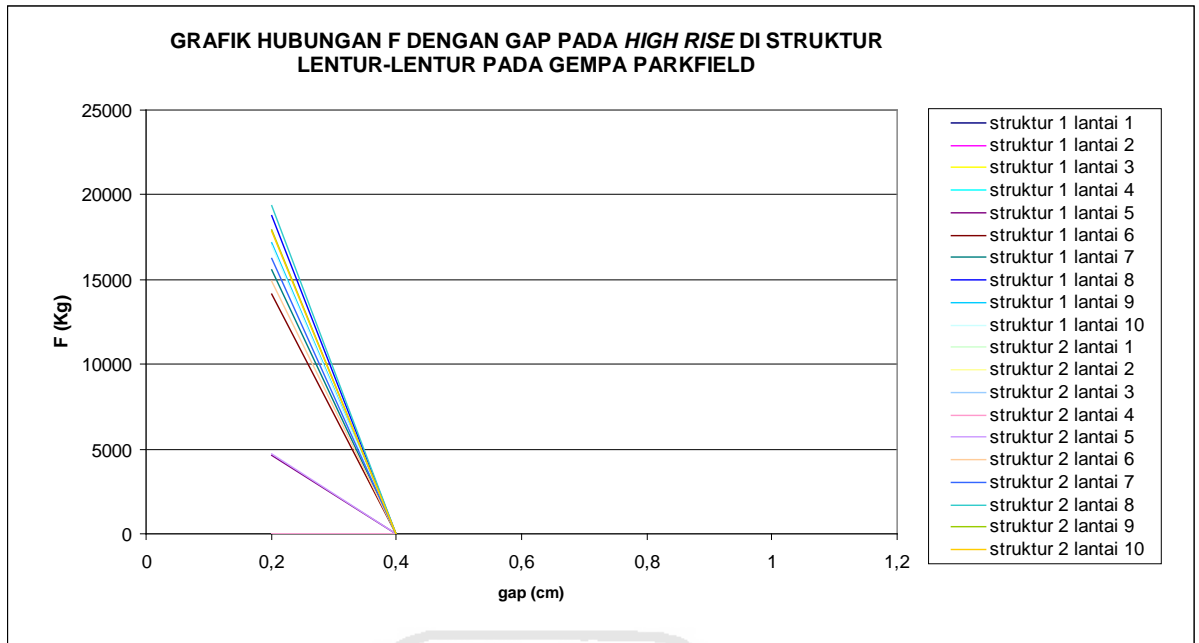


Gambar 5.86 Grafik hubungan gaya tumbukan *mid rise* pada struktur kaku-kaku dengan *gap* untuk Gempa Bucharest

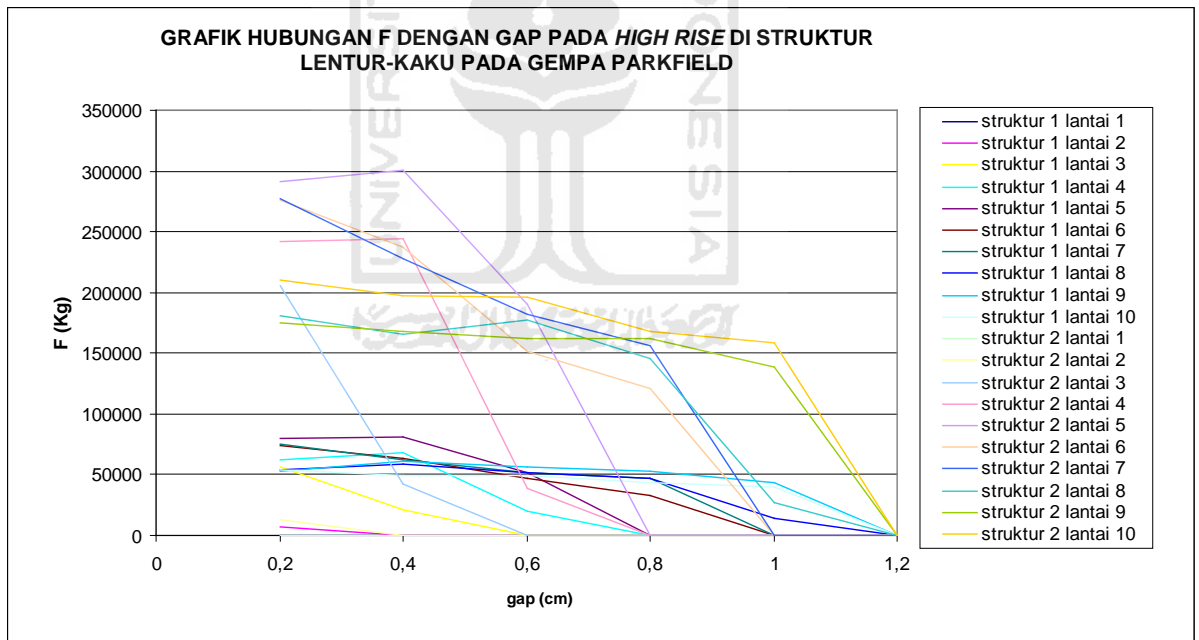
Perbandingan gaya tumbukan yang terjadi pada *mid rise* adalah semakin besar kekakuan suatu bangunan, maka akan menerima gaya tumbukan semakin besar pula. Hal ini terjadi pada struktur lentur-kaku (Gambar 5.82 dan 5.85). Struktur kaku menerima gaya tumbukan lebih besar dari pada struktur lentur. Struktur lentur-lentur (Gambar 5.81 dan Gambar 5.84) juga menghasilkan gaya tumbukan tetapi tidak sebesar pada struktur lentur-kaku karena kekakuan struktur lentur sedikit. Semakin kaku kedua struktur maka kemungkinan tidak terjadi tumbukan semakin besar. Hal ini terjadi pada struktur kaku-kaku (Gambar 5.83 dan Gambar 5.86). beban gempa juga mempengaruhi besar kecilnya suatu tumbukan. Semakin rendah frekuensi gempa (Bucharest), semakin besar gaya tumbukannya. Nilai *gap* mempengaruhi besar kecilnya gaya tumbukan struktur yang akan diterima kedua struktur tersebut. Gaya tumbukan akan mengalami kecenderungan turun apabila nilai *gap* semakin besar. Grafik gaya tumbukan ternyata tidak murni turun apabila nilai *gap* semakin besar. Contohnya pada struktur lentur-kaku, gaya tumbukan mempunyai grafik parabola. Sehingga dapat disimpulkan bahwa semakin pendek nilai *gap*, belum tentu nilai gaya tumbukan adalah yang terbesar.

5.6.3 Perbandingan gaya pada *high rise*

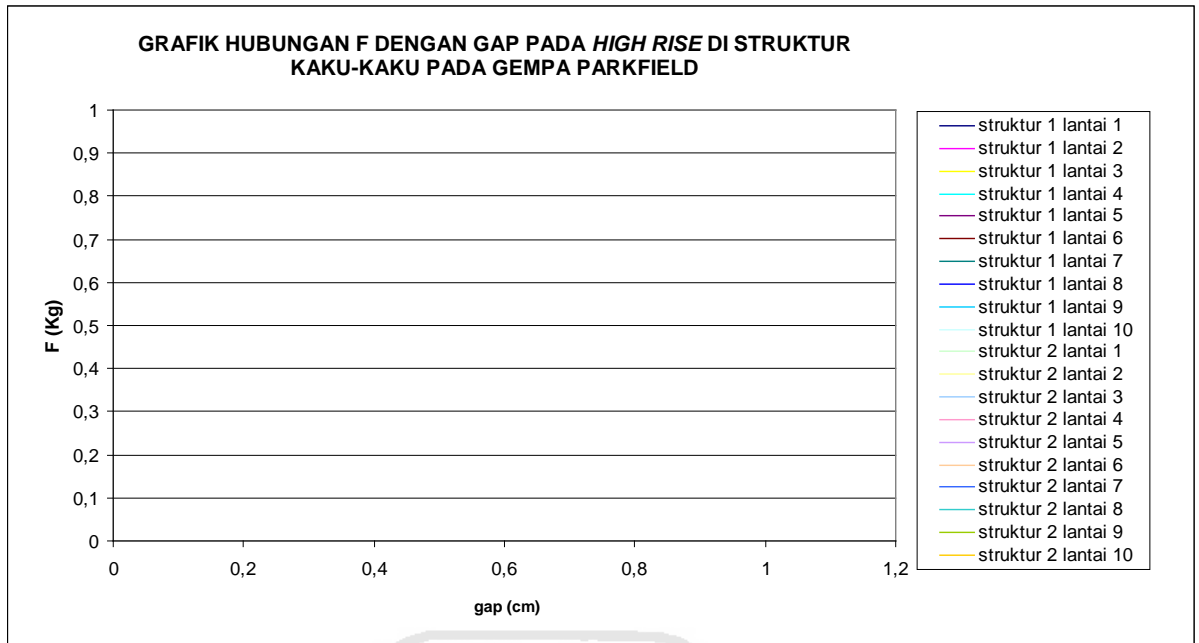
Perbandingan gaya *high rise* pada penelitian ini adalah perbandingan gaya tumbukan antara struktur 10 lantai dengan 10 lantai yang terjadi akibat adanya *pounding*.



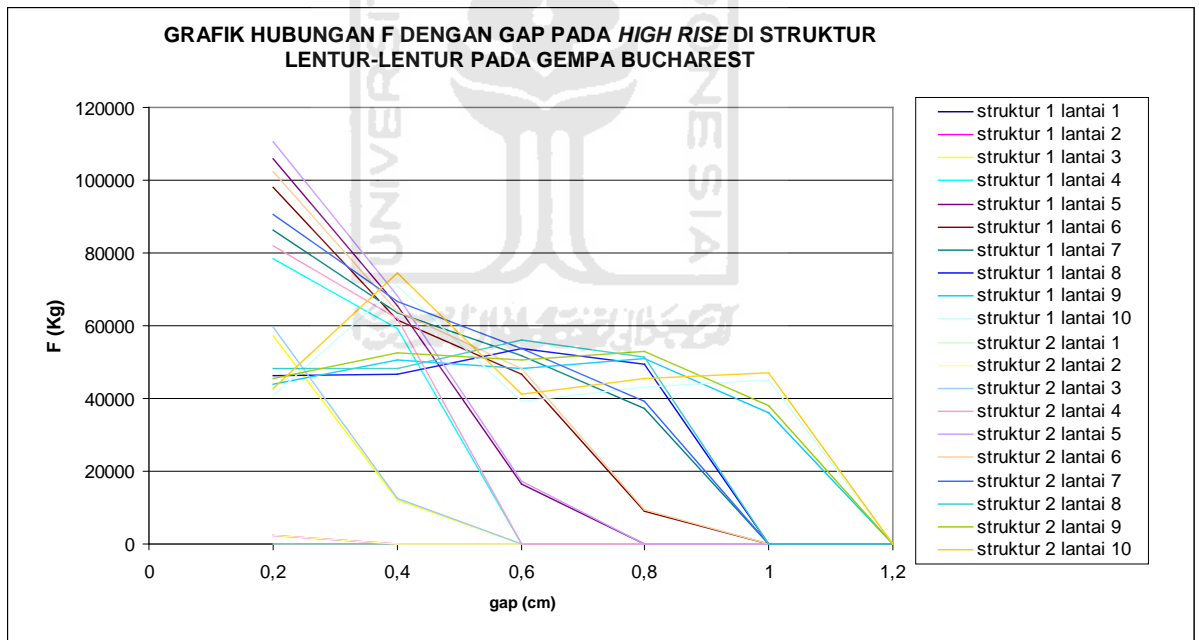
Gambar 5.87 Grafik hubungan gaya tumbukan *high rise* pada struktur lentur-lentur dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



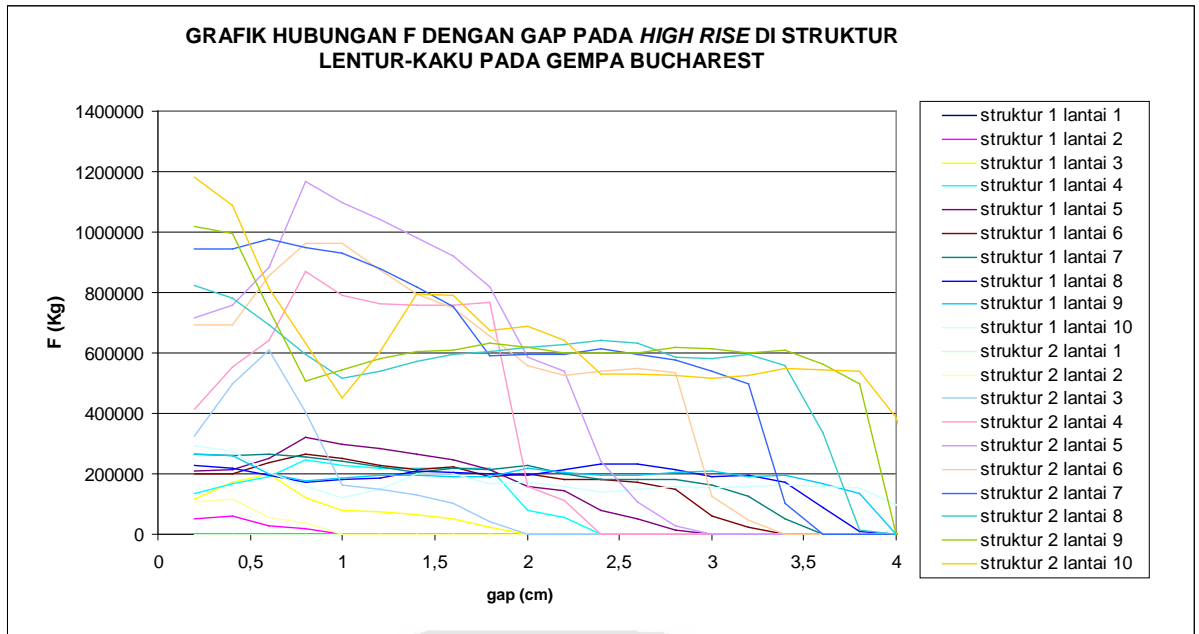
Gambar 5.88 Grafik hubungan gaya tumbukan *high rise* pada struktur lentur-kaku dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



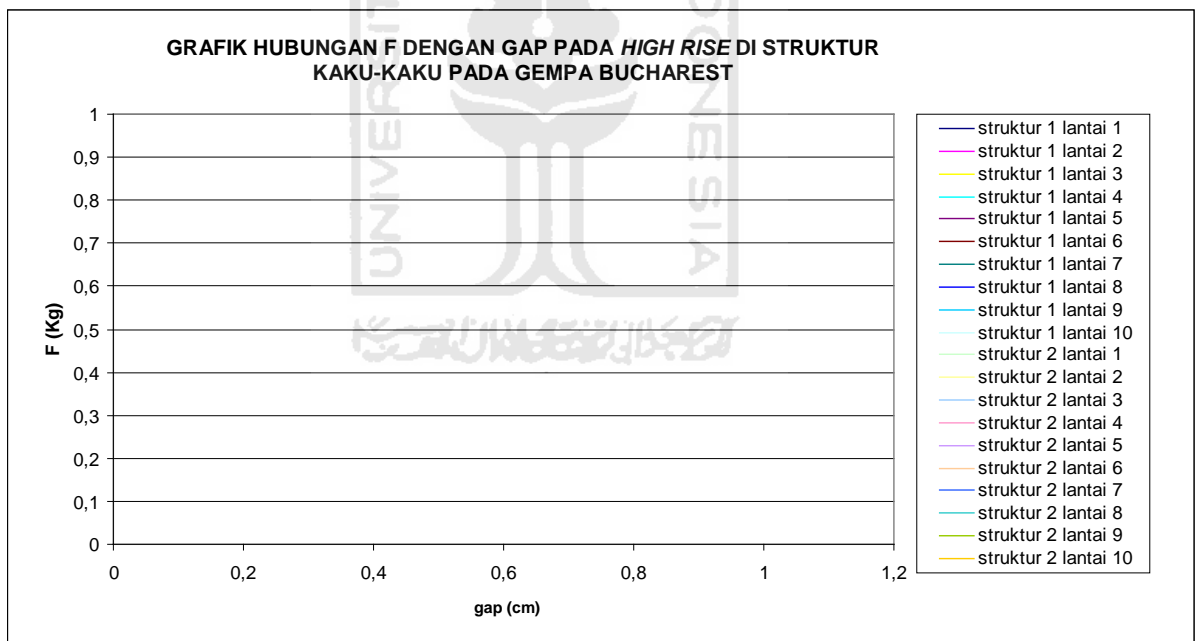
Gambar 5.89 Grafik hubungan gaya tumbukan *high rise* pada struktur kaku-kaku dengan *gap* untuk Gempa Parkfield



Gambar 5.90 Grafik hubungan gaya tumbukan *high rise* pada struktur lentur-lentur dengan *gap* untuk Gempa Bucharest



Gambar 5.91 Grafik hubungan gaya tumbukan *high rise* pada struktur lentur-kaku dengan *gap* untuk Gempa Bucharest



Gambar 5.92 Grafik hubungan gaya tumbukan *high rise* pada struktur kaku-kaku dengan *gap* untuk Gempa Bucharest

Perbandingan gaya tumbukan yang terjadi pada *high rise* adalah semakin besar kekakuan suatu bangunan, maka akan menerima gaya tumbukan semakin besar pula. Hal ini terjadi pada struktur lentur-kaku (Gambar 5.88 dan 5.91). Struktur kaku menerima gaya tumbukan lebih besar dari pada struktur lentur. Struktur lentur-lentur (Gambar 5.87 dan Gambar 5.90) juga menghasilkan gaya tumbukan tetapi tidak sebesar pada struktur lentur-kaku karena kekakuan struktur lentur sedikit. Semakin kaku kedua struktur maka kemungkinan tidak terjadi tumbukan semakin besar. Hal ini terjadi pada struktur kaku-kaku (Gambar 5.89 dan Gambar 5.9). Beban gempa juga mempengaruhi besar kecilnya suatu tumbukan. Semakin rendah frekuensi gempa (Bucharest), semakin besar gaya tumbukannya. Nilai *gap* mempengaruhi besar kecilnya gaya tumbukan struktur yang akan diterima kedua struktur tersebut. Gaya tumbukan akan mengalami kecenderungan turun apabila nilai *gap* semakin besar. Grafik gaya tumbukan ternyata tidak murni turun apabila nilai *gap* semakin besar. Contohnya pada struktur lentur-kaku, gaya tumbukan mempunyai grafik parabola. Sehingga dapat disimpulkan bahwa semakin pendek nilai *gap*, belum tentu nilai gaya tumbukan adalah yang terbesar.

Kesimpulan akhir pada perbandingan gaya adalah:

1. Apabila struktur kaku dan struktur lentur terjadi suatu tumbukan, maka struktur tersebut akan menerima gaya tumbukan yang lebih besar dari pada struktur yang mempunyai kekakuan lentur. Hal ini dipengaruhi dari besar kecilnya kekakuan suatu bangunan.
2. Struktur lentur-lentur akan mengalami tumbukan tetapi gaya tumbukan tidak sebesar struktur lentur-kaku.
3. Struktur yang kaku-kaku kemungkinan besar akan kecil apabila terjadi suatu tumbukan.
4. Jenis gempa juga mempengaruhi besar kecilnya gaya tumbukan. Semakin rendah frekuensi gempa (Bucharest), semakin besar gaya tumbukannya.
5. Gaya tumbukan akan mengalami kecenderungan turun apabila nilai *gap* semakin besar. Bentuk rata-rata gaya tumbukan berupa parabola sehingga semakin kecil nilai *gap* nya, belum tentu gaya tumbukan adalah yang terbesar.

5.7 Status dari Drift rasio

Tabel 5.6 Perbandingan Nilai gap dari beberapa Variabel

tipe	gempa	bangunan 1	bangunan 2	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4	4.2		
				(cm)																						
low (lantai 3)	Parkfield	lentur	lentur	0.139	0.139	0.139																				
	Parkfield	lentur	kaku	0.133	0.130	0.133	0.136	0.139	0.139																	
	Parkfield	kaku	kaku	0.139																						
	Bucharest	lentur	lentur	0.434	0.435	0.435	0.435	0.435	0.435																	
	Bucharest	lentur	kaku	0.423	0.428	0.429	0.432	0.434	0.427	0.437	0.444	0.443	0.443	0.442	0.441	0.440	0.438	0.435	0.435	0.435	0.435					
	Bucharest	kaku	kaku	0.15																						
mid (lantai 7)	Parkfield	lentur	lentur	0.073	0.073																					
	Parkfield	lentur	kaku	0.067	0.068	0.069	0.072	0.073	0.073																	
	Parkfield	kaku	kaku	0.016																						
	Bucharest	lentur	lentur	0.220	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219																	
	Bucharest	lentur	kaku	0.211	0.225	0.226	0.228	0.223	0.215	0.217	0.219	0.222	0.223	0.221	0.219	0.220	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219	0.219			
	Bucharest	kaku	kaku	0.017																						
high (lantai 10)	Parkfield	lentur	lentur	0.052	0.052																					
	Parkfield	lentur	kaku	0.05	0.052	0.052	0.051	0.052	0.052																	
	Parkfield	kaku	kaku	0.019																						
	Bucharest	lentur	lentur	0.157	0.158	0.158	0.158	0.158	0.158																	
	Bucharest	lentur	kaku	0.163	0.156	0.155	0.164	0.169	0.166	0.163	0.163	0.159	0.159	0.158	0.158	0.159	0.159	0.158	0.157	0.158	0.158	0.158	0.158	0.158	0.158	0.158
	Bucharest	kaku	kaku	0.037																						

Status dari Drfit rasio adalah pengecekan status struktur masih pada batas area elastis atau tidak. Batas maksimum untuk nilai drift rasio adalah 0,5%. Hasil analisis dari berbagai variabel, menunjukkan bahwa struktur masih dalam kondisi elastis. Hal ini perlu diketahui karena pada desain persamaan gaya pounding hanya masuk dalam area elastis saja.



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian **Respon tumbukan bangunan elastik** ini adalah sebagai berikut ini.

1. Berdasarkan perbandingan kebutuhan dilatasi.
 - a. Gempa dengan frekuensi rendah (gempa Bucharest) akan membutuhkan nilai dilatasi lebih lebar dari pada gempa dengan frekuensi tinggi (gempa Parkfield)
 - b. Dua struktur bangunan yang mempunyai frekuensi relatif sama akan membutuhkan dilatasi lebih pendek dari pada dua struktur bangunan dengan frekuensi yang berbeda/kontras.
 - c. Meskipun dua struktur bangunan mempunyai frekuensi sama, struktur kaku-kaku akan membutuhkan dilatasi lebih sempit dari pada struktur lentur-lentur.
 - d. Semakin tinggi bangunan (dari *low rise* ke *high rise*), semakin lebar pula kebutuhan dilatasi bangunan.
 - e. Dua hal tersebut (nomor 1 dan nomor 2) berlaku untuk bangunan yang bertipe *low rise*, *mid rise*, dan *high rise*.
2. Berdasarkan perbandingan simpangan
 - a. Perbedaan karakteristik struktur akan memberikan perbesaran simpangan yang besar dari pada struktur dengan karakteristik hampir sama. Hal ini berlaku untuk *low rise*, *mid rise* dan *high rise*.
 - b. Struktur kaku akan mengalami perbesaran yang signifikan dari pada struktur lentur antara struktur yang mempunyai karakteristik yang berbeda (tumbukan antara struktur lentur dengan struktur kaku). Hal ini berlaku untuk *low rise*, *mid rise* dan *high rise*.
 - c. Gempa dengan karakteristik low (gempa Bucharest) akan membuat perbesaran simpangan struktur semakin besar dari pada gempa

dengan karakteristik high (gempa Parkfield). Hal ini berlaku untuk *low rise, mid rise* dan *high rise*.

3. Berdasarkan perbandingan gaya tumbukan
 - a. Apabila struktur kaku dan struktur lentur terjadi suatu tumbukan, maka struktur tersebut akan menerima gaya tumbukan yang lebih besar dari pada struktur yang mempunyai kekakuan lentur. Hal ini dipengaruhi dari besar kecilnya kekakuan suatu bangunan.
 - b. Struktur lentur-lentur akan mengalami tumbukan tetapi gaya tumbukan tidak sebesar struktur lentur-kaku.
 - c. Struktur yang kaku-kaku kemungkinan besar akan kecil apabila terjadi suatu tumbukan.
 - d. Jenis gempa juga mempengaruhi besar kecilnya gaya tumbukan. Semakin rendah frekuensi gempa (Bucharest), semakin besar gaya tumbukannya.
 - e. Gaya tumbukan akan mengalami kecenderungan turun apabila nilai *gap* semakin besar. Bentuk rata-rata gaya tumbukan berupa parabola sehingga semakin kecil nilai *gap* nya, belum tentu gaya tumbukan adalah yang terbesar.

6.2 Saran

1. Rekaman gempa yang digunakan adalah gempa bucharest dan gempa Parkfield yang diskala. Hendaknya rekaman gempa yang digunakan adalah sesuai dengan daerah yang dituju dengan berdasarkan *seismic hazard analysis*.
2. Analisis yang digunakan ini masih berupa struktur elastis, seharusnya untuk mendekati lebih aktual dilapangan seharusnya struktur plastis
3. Analisis yang digunakan ini masih berupa dua dimensi, seharusnya untuk mendekati lebih aktual dilapangan seharusnya tiga dimensi.
4. *Variabel* yang digunakan ini masih sama jumlah lantainya (3-3,7-7,10-10). Alangkah lebih baik ada variabel yang membedakan jumlah lantainya untuk memberikan hasil yang lebih mendetail.
5. Tahapan untuk mengubah analisis untuk lebih aktual dilapangan adalah:

- 2D elastis ke 2D plastis lalu 3D elastis kemudian ke 3D palstis.
6. Tahap dari elastis ke plastis yang perlu diubah dari penelitian ini adalah kekakuan dan gaya tumbukan.
 7. Tahap 2D ke 3D perlu penambahan beberapa perhitungan didalam matriksnya.
 8. Karena penelitian ini menggunakan perhitungan matriks, diharapkan dapat diaplikasi pada *software ETABS* dan *SAP2000* karena *software* tersebut pada dasarnya juga menggunakan perhitungan matrik.



DAFTAR PUSTAKA

- Amrs Elnashai., Sung Jig Kim., Gun Jin Yun.,& Djoni Sidarta (2006). *The Yogyakarta Earthquake of May 27, 2006*: Mid-America Earthquake Center.
- Chopra A.K, 1996, *Structural Dynamics*, John Wiley & Sons
<http://inigis.info/blog/tag/geologi/>
<http://www.peerbekeley.com/>
- Jankowski, Robert (2005). *Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-included structural pounding*.
- Kusumadewi , Sri (2007). *Modul Pemrograman Dasar Matlab*, UII, Yogyakarta
- Mansyur, Irsyam (2008). Materi kuliah S2. UII.
- Sunarto (2006). Materi kuliah S2. UII.
- Ruzhanah, Huda (2005). *Kajian Eksperimental benturan dua Model Struktur MDOF akibat Eksitasi harmonik*. Bandung: Thesis S2 ITB
- Sudarmono (1999). *Simulasi Numerik benturan Dua Struktur Tiga Dimensi Di Bawah Beban Dinamik*. Bandung: Thesis S2 ITB
- Standar Nasional Indonesia (2002). *SNI-03-2847-2002 - Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta: BSN.
- Standar Nasional Indonesia (2002). *SNI-1726-2002 Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung*. Bandung: Standar Nasional Indonesia, Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah.
- USGS, www.usgs.gov
- Widodo (2007). *Kerusakan Bangunan Pada Gempa Yogyakarta 27 Mei 2006: Akibat Kebelum Jelasan Code, Sosialisasi Atau Pelaksanaan?*
- Widodo (2001). *Respons Dinamik Struktur Elastik*. Yogyakarta: UII Press