

PERPUSTAKAAN STAF UII
HADIRAN/BERES
TGL. TERIMA : 22 JUN 2001
NO. JUDUL :
NO. INV. : 512/TA/ITS
NO. INDIK. :
5120003319001

TUGAS AKHIR

**ANALISIS DINAMIS 3-D PADA DINDING GESER DENGAN
VARIASI LONCATAN BIDANG MUKA BANGUNAN
(THE 3-D DYNAMIC ANALISYS OF SHEAR WALLS WITH
THE VARIATION OF BUILDING'S SETBACK)**



TA
624.176
CAL
A
01

Disusun oleh :

Nama : CENGCENG AHMAD DAUD
No. Mhs : 95 310 076
NIRM : 950051013114120197

Nama : ALEX SARIYANDI
No. Mhs : 95 310 318
NIRM : 950051013114120315

MILIK PERPUSTAKAAN
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN UII YOGYAKARTA

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2001**

TUGAS AKHIR

ANALISIS DINAMIS 3-D PADA DINDING GESER DENGAN
VARIASI LONCATAN BIDANG MUKA BANGUNAN
(THE 3-D DYNAMIC ANALISYS OF SHEAR WALLS WITH THE
VARIATION OF BUILDING'S SETBACK)

disusun oleh :

Nama : Cengceng Ahmad Daud
No. Mhs : 95 310 076
NIRM : 950051013114120197

Nama : Alex Sariyandi
No. Mhs : 95 310 318
NIRM : 950051013114120315

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Ir. H. Moch. Teguh , MSCE.

Dosen pembimbing I



Tanggal : 17/04/2001

Ir. H. Sarwidi, MSCE. Ph.D

Dosen pembimbing II



Tanggal : 17/04/2001

PRAKATA



Assalamu'alaikum Wr.Wb.

Puji syukur dipanjatkan kehadiran Allah SWT, atas segala rahmat, taufik serta karunianya-Nya, sehingga terselesaikannya tugas akhir ini dengan judul: Analisis Dinamis 3-D Pada Dinding Geser Dengan Variasi Loncatan Bidang Muka Bangunan (*The 3-D Dynamic Analisis Of Shear Walls With Variation Of Building's Setback*).

Penyusunan laporan tugas akhir ini sesuai dengan kurikulum yang ada di lingkungan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta, yaitu setiap mahasiswa wajib membuat tugas akhir sebagai salah satu syarat dalam menempuh jenjang kesarjanaan Strata Satu (S1).

Dalam penulisan tugas akhir ini telah banyak didapat kesulitan karena keterbatasan kemampuan yang dimiliki baik dalam pengalaman maupun teori ilmu pengetahuan, namun terdorong tekad yang sangat besar untuk berjuang menyelesaikan tugas akhir ini dengan sebaik-baiknya serta dorongan dan bantuan dari berbagai pihak yang tiada henti-hentinya, maka akhirnya laporan ini dapat tersusun.

Selama menyelesaikan tugas akhir ini telah banyak mendapat bimbingan dan bantuan yang berharga dari berbagai pihak, sehingga menambah pengetahuan yang tidak diperoleh diwaktu kuliah.

Dalam menyelesaikan tugas akhir ini banyak diperoleh bantuan, saran serta kritikan yang positif dari berbagai pihak, karena itu dalam kesempatan ini disampaikan terima kasih yang teramat sangat kepada yang terhormat berikut ini.

1. Bapak Ir. Widodo, MSCE. Ph.D, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
2. Bapak Ir. H. Tadjuddin BMA, MS. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
3. Bapak Ir. H. Moch.Teguh, MSCE. selaku Dosen Pembimbing I Tugas Akhir pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
4. Bapak Ir. H. Sarwidi, MSCE. Ph.D. selaku Dosen Pembimbing II Tugas Akhir pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
5. Bapak Ir. H. M. Samsudin, MT, selaku dosen tamu Tugas Akhir pada jurusan Teknik Sipil ,Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
6. Semua pihak yang tidak bisa penulis sebutkan satu persatu yang telah membantu dalam menyelesaikan laporan ini.

Pada akhirnya segala daya upaya serta kemampuan telah dicurahkan sepenuhnya demi terselesaikannya laporan tugas akhir ini, namun semua itu tidak terlepas dari segala kekurangan yang ada. Oleh karena itu diharapkan sekali saran dan kritik yang sifatnya membangun demi kebaikan laporan tugas akhir ini. Semoga

semua amal sholeh diterima oleh Allah SWT dan laporan tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua. *Amin Ya Robbal'Alamin.*

Wassalamu'alaikum Wr.Wb.

Yogyakarta, maret 2001

Cengceng dan Alex

L E M B A R P E R S E M B A H A N

Alhamdulillah rabbi' alamin

Puji Syukur Kami Panjatkan Ke Hadirat Allah S.W.T
Yang Telah Melimpahkan Berkah dan Hidayah
serta Memberikan Kemudahan Kepada Kami Sehingga Kami Dapat Menyelesaikan Tugas
Akhir ini.

Supersembahkan Tugas Akhir ini uluk:

Ayahanda E.Ruhiat dan Ibunda C. Suminar Tercinta Sebagai Bukti Baktiku Sebagai Anak,
Serta Adikku Tersayang Lia Darliana, Sandi Sanjaya tak lupa Yayan Sofyan
juga keponakan yang lucu Muhammad Agung Ibrahim serta Va Entang
Yang telah Memberikan Do'a dan Dukungan
Sehingga Tugas Akhir ini Dapat terselesaikan Dengan Baik.

Terima Kasih Banyak Uluk :

Terutama untuk Alex Sariyandi Yang telah Banyak Membantu Dan Bekerja sama
Teman-teman Baikku Hali, Hari, Nanang, Robby, Aan, Dea, Dian, Eko, Pepi, Desy, Roni,
Ogi, Rifqi, Bagus, Sony, Adit, Iwan, Hanif, Sono, Eris, Yundhi,
Andin, Cahyono, mas Doddy, Kiss, Arif, anak-anak 'Kaktus' atas persahabatannya,
Liyah khoiriyah, Didah, Nita, Dewi, Lelih, Sri suwarni, Mimin,
Lita, Esti, Nunung, Tia, Ida, Ari, Atas Segalanya.
Teman-teman FTSP VII '95 Kelas E Djogkji, serta sahabat-sahabat yang tidak dapat Saya
Sebutkan Satu Persatu Atas Partisipasinya selama ini.

GengGeng Ahmad Daud

LEMBAR PERSEMBAHAN

Alliamdulillahli rabbil' alamin

Puji Syukur Kami Panjatkan Ke Hadirat Allah S.W.T Yang Telah Melimpahkan Berkah dan Hidayah serta Memberikan Kemudahan Kepada Kami Sehingga Kami Dapat Menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Kupersembahkan Tugas Akhir ini untuk:

Ayahanda dan Ibudanda Tercinta Sebagai Bukti Baktiku Sebagai Anak, Serta Uda Hen, Uni Wit, Uda Ujang, Uni Suri yang telah memberikan do'a dan dukungan, tak lupa keponakanku tersayang Lutfi, Edo, Hanif, Nabila, dan Azhar yang membuatku bersemangat.

Terima Kasih Banyak Untuk:

Terutama untuk Cengceng Ahmad Daud Yang telah Banyak Membantu Dan Bekerja sama. Teman-teman baikku Robby, Aan, Hari, Nunung, Kiss, Arif, Khali, Bagus, Sony, Esti, Iwan, Nanang, Hanif, Sono, Peppy, Ida, Tia, Ari, Lulu', Atas persahabatannya. Khamim, Yosep, Ari, Abror, Donald, Andy, Mas Bella, Wawan, Reza, Vivi, udaNas, uda Yarsit, dian dan teman-teman di IPPSA, Atas segalanya. Teman-teman FTSP VII '95 Kelas E Djogkja, serta sahabat-sahabat yang tidak dapat Saya Sebutkan Satu Persatu Atas Partisipasinya selama ini.

MOTTO

“ . . . Allah meninggikan orang yang beriman diantara kamu dan orang yang diberi ilmu pengetahuan beberapa derajat . . . ”.

(Qs. Mujadilah : 11)

“ . . . Katakanlah, ” Apakah sama orang yang mengetahui dengan orang yang tidak mengetahui ? ” sesungguhnya orang yang berakallah yang dapat menerima pelajaran “.

(Qs. Az-Zumar:9)

“ Sesungguhnya yang takut kepada Allah diantara hamba-hambanya ialah orang-orang yang berilmu pengetahuan ”.

(Qs. Faathir : 28)

“Barang siapa menempuh jalan untuk menuntut ilmu, maka Allah akan memudahkan baginya jalan ke sorga”.

(Hadis Rasulullah SAW)

“Maka sesungguhnya disamping kesulitan ada kemudahan”.

(Qs. Alam Nasyrah : 5)

“ Orang lebih banyak belajar dari kegagalan daripada kesuksesan karena kegagalan lebih mudah dicapai karena mempunyai banyak cara, Sedangkan kesuksesan lebih sukar dicapai karena hanya punya satu cara “.

(Ulama)

“ Ilmu itu ibarat suatu buruan sedangkan tulisan merupakan talinya maka ikatlah buruanmu, dengan tali yang kuat dan kokoh ”.

(Imam syafi'i)

“ Ilmu itu adalah pengertian dari hasil penelitian, jalan mencapai tujuan, makrifat untuk membuka tabir hakikat, landasan perbuatan dan tindakan, daya pikir dalam mencapai kebenaran dan motor kehidupan yang disinari iman dalam melaksanakan amal bakti kepada Allah Ar-rahman “.

(Barda,abu)

“ Jangan banyak berpikir, salah satu saja sudah, ilmu dan ibadah satukan saja.

Disitu ada konsentrasi disitu ada sukses “.

(Imam Al-ghazali)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

HALAMAN PENGESAHAN

PRAKATA

LEMBAR PERSEMBAHAN

MOTTO

DAFTAR ISI

DAFTAR TABEL

DAFTAR GAMBAR

DAFTAR LAMPIRAN

DAFTAR SIMBOL

ABSTRAK

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan Penelitian.....	3
1.4 Manfaat Penelitian.....	3
1.5 Batasan Masalah.....	4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pendahuluan.....	5
2.2. Gambaran Penelitian Terdahulu.....	6

BAB III LANDASAN TEORI

3.1 MATLAB.....	8
3.2. SAP'90.....	9
3.3. Beban Gempa Rencana.....	10
3.4. Analisis Dinamis.....	11
3.4.1. Struktur Derajat Kebebasan Tunggal (<i>SDOF</i>).....	12
3.4.2. Struktur Derajat Kebebasan Banyak (<i>MDOF</i>).....	14
3.4.3. Nilai Karakteristik (<i>Eigen Problem</i>).....	17
3.4.4. Frekuensi Sudut dan Normal Mode.....	19
3.4.5. Modal Amplitudo.....	21
3.4.6 Gaya Horizontal Tingkat.....	24
3.5. Persamaan Gerak Akibat Beban Gempa.....	25
3.6. Jenis-jenis Simpangan dan Efeknya Terhadap Kerusakan Struktur.....	26
3.7. Loncatan Bidang Muka (<i>Setback</i>).....	28
3.8. Perencanaan Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>).....	29

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1. Data Struktur dan Parameter Bahan.....	37
4.2. Model Struktur.....	38
4.3. Waktu Penelitian.....	40
4.4. Tahap Analisis.....	40

BAB V PERHITUNGAN STRUKTUR

5.1. Asumsi Dimensi Dinding Geser Kiri Variasi II	46
---	----

5.2. Asumsi Dimensi Dinding Geser Kanan Variasi II.....	48
5.3. Perhitungan Pembebanan.....	50
5.3.1. Pembebanan Beban Atap dan Lantai.....	51
5.3.2. Berat Bangunan Total pada Variasi II.....	51
5.4. Membentuk Matriks Massa dan Matriks Kekakuan tiap Lantai Variasi II.....	55
5.5. Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi.....	58
5.5.1. Beban Merata Ekuivalen untuk Portal Arah-Y.....	59
5.5.2. Beban Merata Ekuivalen untuk Portal Arah-X.....	66
5.6. Proses dan Hasil SAP'90.....	69

BAB VI DESAIN DINDING GESER

6.1. Desain Dinding Geser Kiri.....	73
6.1.1. Penulangan Lentur.....	75
6.1.2. Kapasitas Lentur Dinding Geser.....	77
6.1.3. Perencanaan Geser.....	78
6.2. Desain Dinding Geser Kanan.....	80
6.2.1. Penulangan Lentur.....	82
6.2.2. Kapasitas Lentur Dinding Geser.....	84
6.2.3. Perencanaan Geser.....	85

BAB VII HASIL DAN PEMBAHASAN

7.1. Analisis.....	88
7.2. Simpangan Relatif Dinding Geser.....	88
7.3. Momen Torsi pada Dinding Geser.....	91

7.4. Momen Lentur pada Dinding Geser.....	92
7.5. Gaya geser pada Dinding Geser.....	93

BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN

8.1 Kesimpulan.....	95
8.2 Saran.....	96

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 5.1 Berat tiap lantai	54
Tabel 5.2 Massa tiap lantai variasi II	55
Tabel 5.3 Gaya horisontal tiap variasi	58
Tabel 5.4a Simpangan relatif dinding geser arah - X.....	70
Tabel 5.4b. Simpangan relatif dinding geser arah - Y.....	70
Tabel 5.5 Momen torsi pada dinding geser	71
Tabel 5.6 Gaya momen pada dinding geser	71
Tabel 5.7 Gaya geser pada dinding geser	72

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Struktur yang disederhanakan	12
Gambar 3.2	Struktur SDOF	13
Gambar 3.3	Struktur MDOF	15
Gambar 3.4	Koefisien gempa dasar wilayah III.....	23
Gambar 3.5	Sistem derajat kebebasan tunggal dengan beban gempa	26
Gambar 3.6	Model struktur dengan jenis-jenis simpangannya	28
Gambar 3.7	Loncatan bidang muka	29
Gambar 3.8	Dinding geser	30
Gambar 3.9.a.	Rasio daktilitas	32
Gambar 3.9.b.	Hubungan daktilitas dengan ketebalan kritis dinding	32
Gambar 3.10	Bidang momen dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan	33
Gambar 3.11	Bidang gaya geser perlu pada dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan	36
Gambar 4.1	Variasi Loncatan Bidang Muka.....	39
Gambar 4.2	Diagram alir Tahapan Perhitungan Gaya Horisontal.....	41
Gambar 4.3	Lanjutan diagram alir Tahapan Perhitungan Gaya Horisontal.....	42
Gambar 4.4	Diagram alir program SAP'90	43
Gambar 4.5	Diagram Alir pengerjaan	44
Gambar 5.1	Dimensi dinding geser kiri.....	48
Gambar 5.2	Dimensi dinding geser kanan	50

Gambar 5.3	Pembagian pembebanan pada salah satu portal	50
Gambar 5.4	Pembagian beban merata as-A.....	59
Gambar 5.5	Perhitungan beban merata ekuivalen as -A.....	59
Gambar 5.6	Beban mati dan beban hidup as -A.....	61
Gambar 5.7	Beban mati dan beban hidup as -E.....	61
Gambar 5.8	Pembagian pembebanan pada as -B.....	62
Gambar 5.9	Beban mati dan beban hidup as -B.....	64
Gambar 5.10	Beban mati dan beban hidup as -D.....	64
Gambar 5.11	Pembagian beban merata pada as -C.....	65
Gambar 5.12	Beban mati dan beban hidup as -C.....	66
Gambar 5.13	Pembagian beban merata pada as -III.....	66
Gambar 5.14	Beban mati dan beban hidup pada as - I & III.....	67
Gambar 5.15	Pembagian beban merata pada as - II.....	68
Gambar 5.16	Beban mati dan beban hidup pada as - II.....	69
Gambar 6.1	Dimensi dinding geser kiri	74
Gambar 6.2	Penempatan tulangan <i>boundary elements</i> dan tulangan lentur	80
Gambar 6.3	Dimensi dinding geser kanan	81
Gambar 6.4	Penempatan tulangan <i>boundary elements</i> dan tulangan lentur	87
Gambar 7.1	Simpangan relatif dinding geser arah - X.....	89
Gambar 7.2	Simpangan relatif dinding geser arah - Y	90
Gambar 7.3	Momen torsi dinding geser	92
Gambar 7.4	Momen lentur dinding geser.....	93
Gambar 7.5	Gaya geser dinding geser	94

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Kartu peserta tugas akhir
- Lampiran 2 Perhitungan gaya horizontal arah-X variasi II
- Lampiran 3 Perhitungan gaya horizontal arah-Y variasi II
- Lampiran 4 Input SAP'90 variasi II
- Lampiran 5 Output SAP'90 (momen lentur, gaya geser, dan gaya torsi) pada variasi II
- Lampiran 6 Output SAP'90 (simpangan relatif) arah-X pada variasi II
- Lampiran 7 Output SAP'90 (simpangan relatif) arah-Y pada variasi II

DAFTAR SIMBOL

A_g	luas total dari dinding geser
A_V	luas tulangan geser
A_{ub}	luas <i>boundary elements</i>
b_c	tebal dinding geser kritis
b_w	tebal dinding geser
c	redaman
$[C]$	matriks redaman
C	koefisien gempa dasar
E	modulus elastisitas
E_c	modulus elastisitas pada beton
f'_c	kuat tekan beton
f_s	kuat leleh tulangan yang dihitung pada beban kerja
f_y	kuat leleh baja tulangan yang disyaratkan
$F_D(t)$	gaya redaman
$F_M(t)$	gaya inersia
$F_S(t)$	gaya tarik/desak
$F(t)$	beban dinamik
h_w	tinggi dinding geser
h_s	tinggi bangunan total
h_l	tinggi lantai pertama
I	momen inersia penampang
k	kekakuan
$[K]$	matriks kekakuan

l_w	panjang dinding geser
m	massa
$[M]$	matriks massa
$M_{D,d}$	momen lentur dinding geser akibat beban mati
$M_{E,d}$	momen lentur dinding geser akibat beban gempa
$M_{L,d}$	momen lentur dinding geser akibat beban hidup tereduksi
P_u	beban aksial maksimal pada dinding geser
s	jarak tulangan geser
T	periode
V_c	kontribusi beton di dalam dinding geser
V_E	gaya geser maksimal dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang dasar
V_u	gaya geser perlu dinding geser
V_{wall}	gaya geser rencana dinding geser
$y(t)$	simpangan
$\dot{y}(t)$	kecepatan
$\ddot{y}(t)$	percepatan
$y_g(t)$	simpangan tanah
$y_i(t)$	simpangan absolut
$y_j(t)$	simpangan relatif struktur
$\ddot{y}_g(t)$	percepatan tanah
ω	frekuensi sudut
ϕ_{ij}	normal mode dengan nomor massa i dan nomor mode ke- j
Γ	faktor partisipasi

ABSTRAK

Bentuk struktur yang terus berkembang tidak hanya menuntut fungsi bangunan, tetapi juga terus mempunyai nilai seni atau artistik sehingga sering ditemui bangunan yang tidak simetris sebagai konsekuensi dari nilai seni tersebut. Realita di lapangan bangunan asimetris banyak dijumpai, salah satu contoh adalah bangunan dengan loncatan bidang muka (setback).

Dalam penelitian ini akan dianalisis seberapa besar pengaruh variasi loncatan bidang muka terhadap simpangan relatif, gaya geser, momen torsi, dan momen lentur yang terjadi pada dinding geser. Metode yang dilakukan adalah memvariasikan loncatan bidang muka pada bangunan 12 lantai dari 33%B, 67%B, 100%B, dan 133%B serta dibandingkan terhadap bangunan 0%B (tanpa setback).

Proses analisis dinamis dilakukan dengan menggunakan program komputer yang merupakan aplikasi dari fasilitas program MATLAB 5.3. realease II. Selanjutnya hasil program MATLAB berupa gaya horizontal diproses kedalam program SAP'90 untuk mendapatkan simpangan relatif, gaya geser, momen torsi, dan momen lentur.

Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa simpangan relatif arah-X yang terkecil terjadi pada variasi I atau terjadi penurunan sebesar 10,62%. Momen torsi terkecil terjadi pada variasi I sebesar 127,13 kgm atau terjadi kenaikan sebesar 809,045% dari variasi nol yang memiliki torsi hampir mendekati nol. Sedangkan gaya geser terkecil terjadi pada variasi IV sebesar 41620,131 kgm atau terjadi penurunan sebesar 49,07%. Hal ini disebabkan pada variasi IV memiliki kekakuan dan massa yang terkecil. Untuk simpangan relatif dan momen lentur akibat variasi loncatan bidang muka terjadi perubahan yang fluktuatif. Jika dilihat dari simpangan relatif arah-X serta momen lentur yang terjadi, maka penempatan setback pada variasi III belum maksimum. Bila dilihat dari simpangan relatif arah-Y, momen lentur dan gaya geser yang terjadi pada variasi IV merupakan bangunan yang penempatan setbacknya optimum.

BAB I

PENDAHULUAN

Untuk memudahkan pemahaman hal-hal yang berhubungan dengan penelitian ini, maka pada pendahuluan ini dijelaskan tentang latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, dan batasan masalah.

1.1 Latar belakang

Perancangan gedung bertingkat banyak (*multy storey building*) harus memperhitungkan beban-beban yang dominan. Selain beban mati dan beban hidup, beban yang harus diperhitungkan adalah beban gempa. Beban gempa merupakan salah satu beban sementara yang penting untuk diperhitungkan bagi struktur di daerah rawan gempa.

Indonesia termasuk salah satu daerah rawan gempa yang ditandai dengan bertemunya empat plat tektonik dunia di sekitar kepulauan Maluku. Oleh karena itu, para teknisi dan arsitek harus memberikan perhatian yang serius baik terhadap sifat-sifat gempa, pengaruhnya pada struktur, maupun perancangan struktur tahan gempa.

Selama gempa bumi, bangunan mengalami gerakan vertikal dan gerakan horisontal. Dari kedua gaya ini, gaya dalam arah vertikal hanya sedikit mengubah gaya gravitasi yang bekerja pada struktur, sedangkan struktur biasanya direncanakan terhadap gaya vertikal dengan faktor keamanan yang memadai. Oleh sebab itu, struktur umumnya jarang sekali runtuh akibat gaya gempa vertikal, kecuali di wilayah

yang dekat dengan sumber gempa. Sedangkan gaya gempa horisontal memperlemah titik-titik pada struktur yang kekuatannya tidak memadai, dan dapat menyebabkan keruntuhan/kegagalan (*failure*). Atas dasar alasan ini, prinsip utama dalam perancangan tahan gempa ialah meningkatkan kekuatan struktur terhadap gaya lateral yang umumnya tidak memadai.

Sistem struktur utama yang dipakai untuk meningkatkan daya tahan terhadap gempa (terutama daya tahan horisontal) dari gedung bertingkat banyak adalah portal terbuka (*open frame*), portal dinding (*walled frame*), dinding geser (*shear wall*) dan portal dengan penyokong diagonal (*diagonally-braced frames*) (Muto, 1987).

Dalam perancangan bangunan tahan gempa keberadaan dinding geser berfungsi sebagai penahan gaya horisontal beban gempa sehingga bangunan terhindar dari bahaya keruntuhan. Fungsi dinding geser tidak hanya mengurangi defleksi pada bagian-bagian struktur seperti pertemuan antara balok dan kolom, tetapi juga menjamin tidak berpindahya posisi sendi plastis sebelum runtuh. Disamping itu dinding geser juga mempunyai kemampuan melindungi komponen nonstruktur, seperti penyimpangan relatif antar tingkat yang lebih kecil dibandingkan portal terbuka (Muto, 1987)

Dalam menahan beban lateral, dinding geser akan mengalami deformasi lentur, deformasi geser dan deformasi akibat rotasi pondasi. Pengaruh deformasi lentur sangat besar pada dinding bertingkat banyak dan menyebabkan ketegaran di tingkat atas akan berkurang (Muto, 1987).

Disamping itu struktur dinding geser mempunyai kekuatan untuk menahan gaya horisontal yang cukup besar dan mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan kolom sehingga memberikan kekakuan tambahan terhadap

struktur secara keseluruhan. Kekakuan yang cukup besar diharapkan dapat mengendalikan simpangan lateral yang terjadi (Widodo, 1998).

Bentuk struktur yang terus berkembang tidak hanya menuntut fungsi bangunan, tetapi juga terus mempunyai nilai seni atau artistik sehingga sering ditemui bangunan yang tidak simetris sebagai konsekuensi dari nilai seni tersebut. Bangunan yang asimetris akan memberikan pekerjaan tambahan pada perhitungan kekuatan struktur dengan adanya torsi pada bangunan. Realita di lapangan bangunan asimetris banyak dijumpai, maka pada penelitian ini akan sangat menarik bila menganalisa bentuk bangunan yang asimetris pada bangunan tingkat banyak dengan variasi loncatan bidang muka (*set back*).

1.2 Rumusan masalah

Berdasarkan latar belakang yang ada peneliti merumuskan sebuah masalah yaitu seberapa besar pengaruh variasi loncatan bidang muka terhadap simpangan relatif, gaya geser, momen torsi, dan momen lentur yang terjadi pada dinding geser.

1.3 Tujuan penelitian

Tujuan penelitian ini adalah untuk menganalisis pengaruh variasi loncatan bidang muka pada dinding geser dalam menahan beban lateral dan beban gravitasi dengan menggunakan analisis dinamis tiga dimensi.

1.4 Manfaat penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah untuk memahami perhitungan dan mengetahui perilaku dinding geser akibat loncatan bidang muka. Diharapkan hasil penelitian ini dapat dijadikan bahan acuan.

1.5 Batasan masalah

1. Model struktur berupa gedung dengan tinggi bangunan 48 meter terdiri dari empat variasi loncatan bidang muka.
2. Struktur yang dianalisis dianggap berperilaku *shear building*.
3. Sistem penahan gaya gempa adalah dinding geser menerus.
4. Bentuk struktur asimetris sehingga pusat kekakuan struktur tidak berhimpit dengan pusat massa, maka terjadi torsi pada struktur.
5. Analisis struktur menggunakan pendekatan linier elastis.
6. Analisis struktur dilakukan secara tiga dimensi.
7. Analisis pembebanan dinamis dan beban gempa dihitung dengan program MATLAB (*version 5.3*).
8. Untuk analisis struktur digunakan program SAP'90 (*version 5.40*).
9. Penyelesaian beban dinamis dengan metoda respon spektrum wilayah gempa III, seperti yang tercantum dalam buku (PPKGRG,1987).
10. Deformasi akibat rotasi pondasi diabaikan.
11. Dukungan struktur dianggap jepit.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Tinjauan pustaka merupakan salah satu kerangka teoritis yang memuat penelitian sebelumnya yang digunakan untuk menyusun konsep dan langkah-langkah penelitian sebagai kelanjutan atau penyempurnaan sekaligus menghindari duplikasi dari penelitian sebelumnya. Dengan demikian penelitian yang dilakukan ini mempunyai landasan teori yang kuat dan diharapkan memberikan hasil yang optimal. Pada bab ini akan dijelaskan tentang pendahuluan, dan gambaran penelitian terdahulu.

2.1 Pendahuluan

Dinding geser daktail adalah suatu dinding tanpa lubang-lubang yang mempunyai pengaruh penting terhadap perilaku dari struktur gedung yang bersangkutan, dan baru akan runtuh secara daktail setelah beberapa dari tulangan vertikalnya meleleh dalam tarikan akibat momen (Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum, 1987).

Dinding geser adalah komponen struktur yang berfungsi untuk meningkatkan kekakuan struktur dan menahan gaya-gaya lateral (Yayasan LPMB, 1991).

Pemberian dinding geser pada bangunan akan memperkecil momen tambahan, gaya geser dan gaya aksial yang terjadi pada balok dan kolom akibat beban lateral sehingga dimensi balok dan kolom dapat diperkecil. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser akan mempunyai arti yang sangat penting. Apabila rasio terlalu besar

(lebar dinding geser relatif kecil), maka struktur dinding kurang memiliki kekakuan yang cukup serta diperlukan baja tulangan yang cukup besar. Untuk memenuhi keseimbangan gaya desak maka luas beton desak yang diperlukan cukup besar. Akibatnya lengan momen antara gaya desak dan gaya tarik menjadi relatif kecil. Karena lengan momen relatif kecil maka kadang-kadang keseimbangan momen sulit diperoleh sehingga diperlukan kemampuan desak maupun tarik baja yang relatif besar dan struktur berperilaku secara dominan terhadap gaya momen (Widodo, 1998).

2.2 Gambaran Penelitian Terdahulu

Analisis dan perencanaan tentang penulangan struktur dinding geser dengan program SAP'90 2D, serta efektifitas dinding geser dalam menahan beban gempa pada bangunan bertingkat banyak. Pada penelitian tersebut didesain penulangan dinding geser pada beberapa struktur dengan jumlah tingkat yang berbeda-beda. Hasil yang diperoleh adalah dalam perencanaan dinding geser, rasio antara tinggi dan lebar dari dinding geser mempunyai aspek rasio yang kecil sehingga dinding geser mempunyai kekakuan yang lebih dan perilaku dinding geser lebih didominasi oleh geser (Syafuruddin dan Iryawan, 1999). Dalam penelitian ini belum membahas analisis secara dinamis dengan program SAP'90 3D serta variasi tinggi loncatan bidang muka.

Penelitian tentang pengaruh kekakuan balok pondasi pada struktur dinding geser dengan program bantu SAP'90 3D, yang membahas rasio tinggi dan lebar dinding geser yang ekonomis serta pengaruh variasi kekakuan balok pondasi terhadap dinding geser (Subandi dan Hartanto, 2000). Dalam penelitian ini belum membahas analisis strukturnya secara dinamis serta variasi tinggi loncatan bidang muka.

Fatiana dan Sri (2000) melakukan analisis respon elastis struktur dinding geser berpasangan dengan metode spektrum respon. Pada penelitiannya meninjau dinding

geser kopel dengan variasi dimensi balok kopel akibat beban gempa dengan menggunakan metode spektrum respon. Dalam penelitian ini belum membahas variasi loncatan bidang muka.

Pada penelitian ini akan menganalisis perilaku dinding geser pada bangunan dengan variasi loncatan bidang muka akibat beban gempa dengan menggunakan analisis dinamis secara 3D yang selama ini belum pernah diteliti.

BAB III

LANDASAN TEORI

Landasan teori adalah teori-teori yang dipakai untuk pemecahan masalah dan merumuskan hipotesis pada suatu penelitian ilmiah. Bab ini berisi tentang, program MATLAB, program SAP'90, beban gempa rencana, analisis dinamis, persamaan gerak akibat beban gempa, loncatan bidang muka, dan perencanaan dinding geser.

3.1 MATLAB

Program MATLAB versi pertama ditulis oleh Universitas Meksiko dan Universitas Stanford pada akhir tahun 1970, yang tujuannya untuk penghitungan matrik, algoritma linier dan analisis numerik. MATLAB merupakan suatu program pengembangan dari program Fortran yang digunakan dalam perhitungan matriks. MATLAB mempunyai kemampuan yang tinggi dalam penghitungan teknik. Perhitungan dalam bidang teknik ini meliputi penghitungan integral, visualisasi dan program yang mudah digunakan dalam penyelesaian masalah matematika yang umum. Masalah matematika tersebut meliputi :

1. matematika dan perhitungan,
2. pengembangan algoritma,
3. model matematika, simulasi, prototipe,
4. analisis data, pengembangan, visualisasi,

5. pembuatan grafik, dan
6. pengembangan aplikasi termasuk grafik yang digunakan dalam perhitungan struktur.

3.2 SAP'90

SAP'90 (*Stuktural Analysis Program*) adalah program aplikasi komputer yang digunakan untuk menganalisis suatu struktur terutama pada bidang teknik sipil. Program ini merupakan hasil riset suatu tim yang dipimpin oleh Prof. Edward L. Wilson dari Universitas California, Berkeley. Pada bidang teknik sipil, program SAP'90 ini membantu dalam menganalisis dan merancang struktur dengan tingkat kesukaran yang tinggi (struktur yang kompleks atau bertingkat banyak). Dari analisis program, dapat diketahui gaya geser, momen lentur, momen torsi dan simpangan. Program SAP'90 dapat digunakan untuk mendesain struktur dua dimensi maupun tiga dimensi (Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UGM, 1996).

Program yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah program SAP'90 karena program tersebut mudah diaplikasikan serta dapat digunakan untuk menganalisis beban statis dan dinamis dengan ketepatan yang tinggi, sehingga dapat diketahui perilaku struktur yang dianalisis secara akurat. Kelebihan program ini dari program yang sejenis seperti MICROFEAP adalah program SAP'90 menyediakan fasilitas yang berupa *shell*, *combo* dan analisis dinamis. Sedangkan pada program MICROFEAP hal tersebut belum tersedia (Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UGM, 1996).

Langkah awal dalam pemakaian SAP'90 adalah pemodelan struktur. Pemodelan struktur ini diusahakan mendekati kondisi struktur yang akan dianalisis

atau mewakili perilaku struktur yang sebenarnya, agar hasil perhitungan cukup mendekati dan dapat dikerjakan. Adapun pemodelan suatu struktur meliputi:

1. penentuan koordinat *joint* sebagai batas elemen,
2. penentuan orientasi elemen dalam koordinat struktur, dan
3. penentuan sifat penampang elemen dan elastisitas.

3.3 Beban gempa rencana

Gempa mengguncangkan gedung pada arah tiga dimensi yaitu dua arah horisontal dan satu arah vertikal. Gaya vertikal kadang-kadang sampai dua pertiga gaya horisontalnya walaupun demikian gaya vertikal itu dianggap tidak ada karena pemberian angka keamanan pada beban mati ditambah beban hidup yang pembesaran gaya batang akibat beban arah vertikal tidak berpengaruh karena sudah cukup besar yaitu :

- a. untuk beban mati dan beban hidup

$$U_1 = 1,2U_D + 1,6U_L$$

- b. Jika diberi beban gempa

$$U_2 = 1,05 (U_D + U_{LR} + U_E)$$

dengan:

$$U_D = \text{beban mati,}$$

$$U_L = \text{beban hidup,}$$

$$U_{LR} = \text{beban hidup tereduksi dan}$$

$$U_E = \text{beban gempa.}$$

3.4 Analisis Dinamis

Problem struktur dinamis berbeda secara mendasar dengan statis. Perbedaan tersebut terjadi karena perbedaan sifat bebannya. Dalam hal ini, beban statis tidak akan mengalami perubahan intensitas, maka penyelesaian problem statis merupakan penyelesaian tunggal, artinya penyelesaian cukup dilakukan sekali saja.

Beban dinamis merupakan fungsi berubah menurut waktu. Oleh karena itu penyelesaian problem ini merupakan fungsi dari waktu yang mana solusi selengkapnya dapat dikerjakan secara berulang-ulang bergantung pada fungsi waktu yang ditinjau.

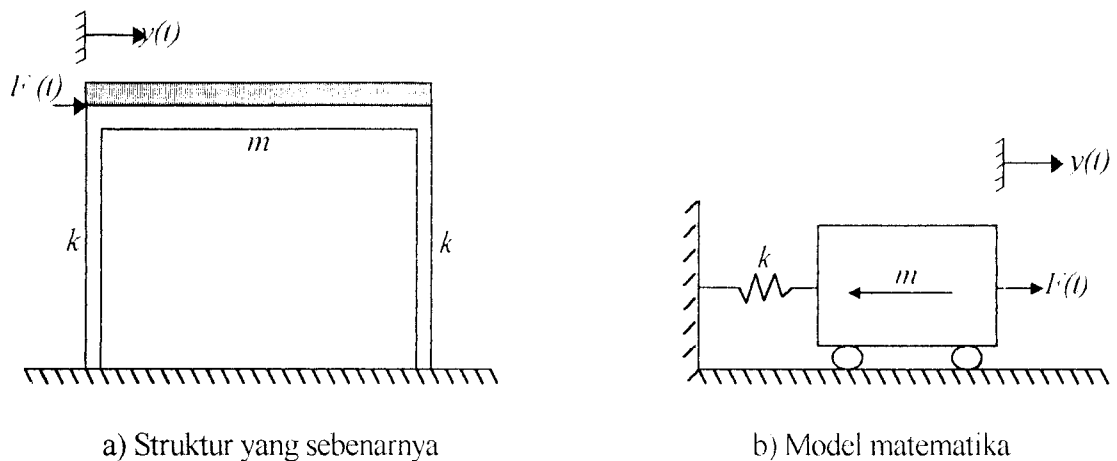
Analisis dinamis menentukan gaya geser tingkat akibat gerakan tanah oleh gempa dan dapat dilakukan dengan cara analisis spektrum respon (*spectral response analysis*) dan analisis respon riwayat waktu (*time history response analysis*). Bagian gaya geser tingkat tersebut adalah untuk menggantikan pembagian yang didapat dari analisis statis ekuivalen untuk gedung-gedung yang tidak memerlukan analisis dinamis.

Dalam Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung pasal 2.5 disebutkan bahwa analisis dinamis harus dilakukan untuk struktur sebagai berikut:

1. gedung-gedung yang strukturnya sangat tidak beraturan (titik berat berjauhan dengan pusat kekakuan),
2. gedung-gedung dengan loncatan bidang muka yang besar (bagian atas gedung ada dimensinya yang mengecil),
3. gedung-gedung dengan tingkat kekakuan yang tidak seragam akibat dari (2) atau dimensi kolom yang bervariasi tiap tingkat.

4. gedung-gedung yang lebih tinggi dari 40 meter, dan
5. gedung-gedung yang bentuk, ukuran, dan penggunaannya tidak umum.

Hubungan antara struktur yang sesungguhnya dengan representasi secara matematik disebut model matematika, sebagai contoh seperti Gambar 3.1.

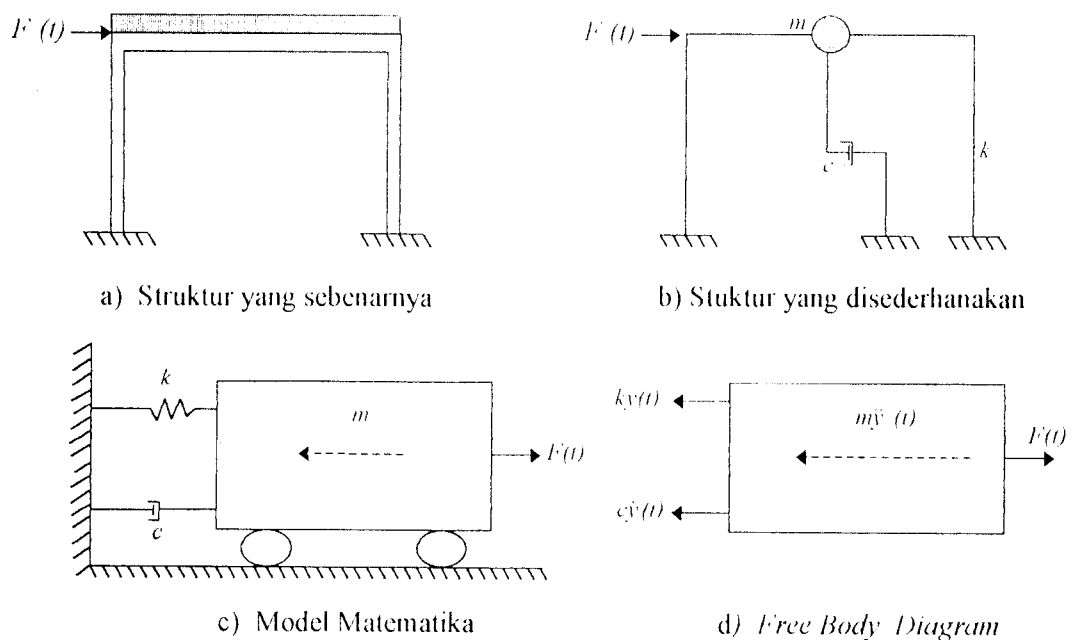


Gambar 3.1 Struktur yang disederhanakan

3.4.1 Struktur Derajat Kebebasan Tunggal (SDOF)

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berarti hanya ada satu koordinat yang diperlukan untuk menyatakan posisi suatu massa pada saat tertentu. Jumlah derajat kebebasan biasanya dapat dikaitkan dengan jumlah massa, artinya suatu struktur lima tingkat akan mempunyai lima massa dan mempunyai lima derajat kebebasan dengan anggapan bahwa struktur berperilaku seperti *shear building*.

Struktur dengan derajat kebebasan tunggal atau *single degree of freedom* (SDOF) berarti hanya akan mempunyai satu massa. Salah satu contoh yang dapat dipakai adalah seperti Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Struktur SDOF

$F(t)$ pada gambar a) adalah beban dinamis yang merupakan fungsi dari waktu, sedangkan gambar b) adalah penyederhanaan struktur atau struktur yang diidealkan agar dapat ditelaah secara matematika. Simbol-simbol m , c dan k seperti yang tampak pada gambar di atas sebagaimana penjelasan berikut ini.

m = massa struktur yang diidealkan menggumpal pada satu tempat (*lump mass*) termasuk berat kolom dan bagian-bagian struktur yang lain.

c = sistem peredam (*damper*) yaitu suatu sistem yang mampu menyerap/melepaskan sejumlah energi pada saat terjadi getaran.

k = kekakuan struktur yang dimanifestasikan oleh kekakuan kolom apabila struktur tersebut mendapat pembebanan horisontal dan

$F(t)$ = beban dinamis.

Berdasarkan keseimbangan dinamis menurut *free body diagram* pada Gambar 3.2 di atas maka

$$F_M(t) + F_D(t) + F_S(t) = F(t), \text{ dan} \quad (3.1)$$

$$F_M(t) = m\ddot{y}(t), \quad F_D(t) = c\dot{y}(t), \text{ dan } F_S(t) = ky(t). \quad (3.2)$$

Yang mana $F_M(t)$ adalah gaya inersia, $F_D(t)$ adalah gaya redam, $F_S(t)$ adalah gaya tarik/desak pegas yang merepresentasikan kekakuan kolom, $F(t)$ adalah beban dinamis, $\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$ dan $y(t)$ masing-masing adalah percepatan, kecepatan serta simpangan massa dan m , c dan k masing-masing adalah massa, redaman dan kekakuan kolom.

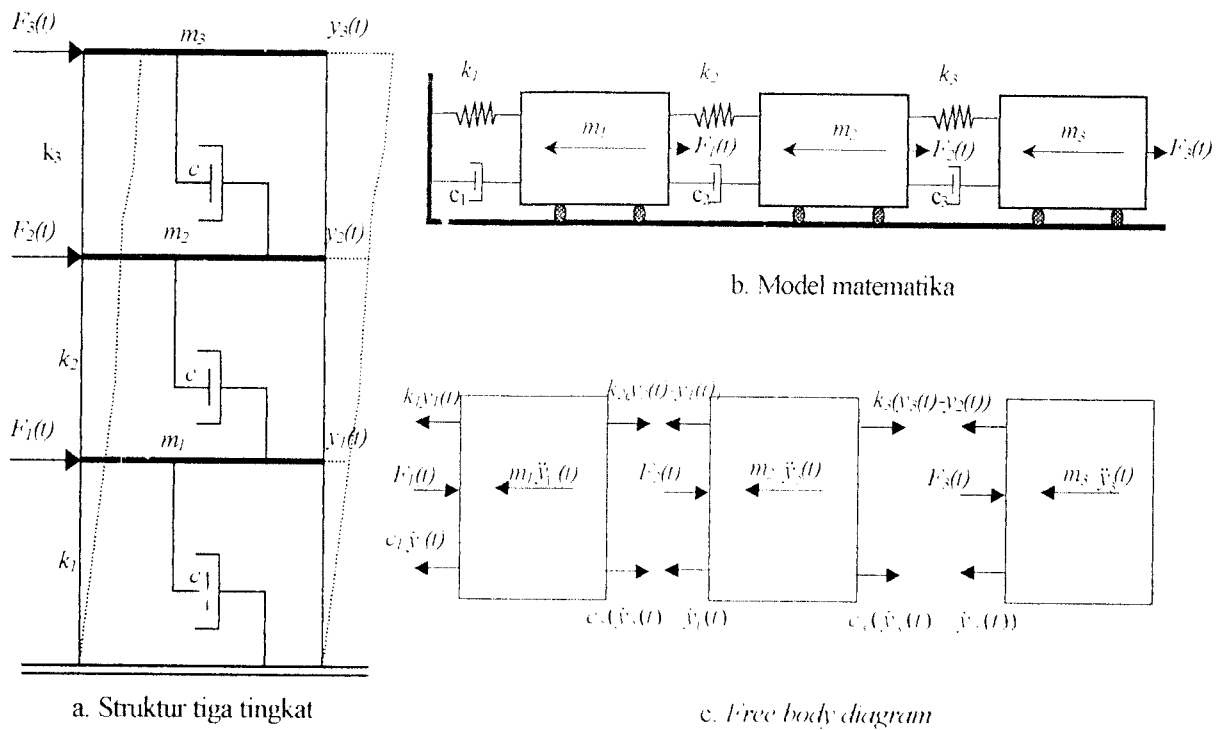
Persamaan (3.2) dapat ditulis menjadi

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = F(t) \quad (3.3)$$

Persamaan (3.3) disebut persamaan diferensial gerakan (*differential equation of motion*) pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal.

3.4.2 Struktur Derajat Kebebasan Banyak (MDOF)

Pada struktur bangunan gedung bertingkat banyak, umumnya massa struktur dapat dikumpulkan pada setiap lantai (*lump mass*), sehingga struktur yang semula berderajat kebebasan tak terhingga dapat disederhanakan menjadi struktur dengan derajat kebebasan terbatas. Model struktur yang dipakai seperti tampak pada Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Struktur MDOF

Pada struktur bangunan gedung tingkat tiga, struktur mempunyai tiga derajat kebebasan. Dengan demikian struktur yang mempunyai n-tingkat berarti struktur mempunyai n-derajat kebebasan dan n-modes. Selanjutnya didapat persamaan-persamaan gerak bangunan berlantai tiga yang berasal dari masing-masing *free body diagram*. Dengan menyamakan jumlah gaya-gaya yang bekerja pada setiap massa sama dengan nol, maka:

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 \dot{y}_1(t) + k_1 y_1(t) - k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - c_2 (\dot{y}_2(t) - \dot{y}_1(t)) - F_1(t) = 0 \quad (3.4a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2 (\dot{y}_2(t) - \dot{y}_1(t)) + k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - k_3 (y_3(t) - y_2(t)) - c_3 (\dot{y}_3(t) - \dot{y}_2(t)) - F_2(t) = 0 \quad (3.4b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) + c_3 (\dot{y}_3(t) - \dot{y}_2(t)) + k_3 (y_3(t) - y_2(t)) - F_3(t) = 0 \quad (3.4c)$$

Dengan menyusun persamaan di atas menurut parameter yang sama (percepatan, kecepatan dan simpangan), maka persamaan (3.4) dapat ditulis

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + c_1 \dot{y}_1(t) + k_1 y_1(t) - k_2 (y_2(t) - y_1(t)) = c_2 (y_2(t) - y_1(t)) + F_1(t) \quad (3.5a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + c_2 (y_2(t) - y_1(t)) + k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - k_3 (y_3(t) - y_2(t)) = c_3 (y_3(t) - y_2(t)) - F_2(t) \quad (3.5b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) + c_3 (y_3(t) - y_2(t)) + k_3 (y_3(t) - y_2(t)) = F_3(t) \quad (3.5c)$$

Selanjutnya persamaan (3.5) dapat ditulis menjadi matriks:

$$[M]\{\ddot{y}(t)\} + [C]\{\dot{y}(t)\} + [K]\{y(t)\} = \{F(t)\} \quad (3.6)$$

Yang mana $[M]$, $[C]$ dan $[K]$ berturut-turut adalah matriks massa, matriks redaman dan matriks kekakuan. Untuk massa tiap lantai dihitung dengan rumus:

$$m_i = \frac{W_{t_i}}{g} \quad (3.7)$$

dengan, m_i = massa lantai (kg.det²/m),

W_{t_i} = berat total lantai i (kg), dan

g = percepatan gravitasi 9,81 m/det².

untuk perhitungan kekakuan dapat dilihat sebagai berikut ini.

$$k_i = \frac{12.E.I}{h_i^3} \quad (3.8)$$

dengan, k_i = kekakuan tingkat i (kg/m)

E = modulus elastisitas (kg/cm²)

I = momen inersia (cm⁴)

h_i = tinggi tingkat i (m)

Selanjutnya matriks massa, matriks redaman, dan matriks kekakuan dapat ditulis menjadi:

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

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix}$$

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

3.4.3 Nilai Karakteristik (*Eigen Problem*)

Suatu struktur umumnya akan bergoyang akibat adanya pembebanan dari luar, misalnya gerakan akibat beban angin, gerakan akibat putaran mesin, ataupun akibat gerakan tanah. Gerakan tersebut dikelompokkan sebagai getaran dipaksa (*forced vibration system*).

Gerakan atau goyangan suatu struktur yang disebabkan oleh adanya kondisi awal (*initial values*) baik berupa simpangan awal maupun kecepatan awal disebut getaran bebas (*free vibration system*). Pada kenyataannya getaran bebas (*free vibration system*) jarang terjadi pada struktur MDOF, tetapi membahas jenis getaran ini akan diperoleh suatu besaran atau karakteristik dari struktur yang selanjutnya akan sangat berguna untuk pembahasan-pembahasan respon struktur berikutnya. Besaran-besaran tersebut adalah frekuensi sudut dan *normal modes*.

Pada getaran bebas untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak, maka persamaan diferensial geraknya adalah seperti pada persamaan (3.6) dengan nilai $\{F_i(t)\}$ sama dengan nol, yaitu:

$$[M]\{\ddot{y}(t)\} + [C]\{\dot{y}(t)\} + [K]\{y(t)\} = 0. \quad (3.9)$$

Frekuensi sudut pada struktur dengan redaman (*damped frequency*) nilainya hampir sama dengan frekuensi pada struktur tanpa redaman, bila nilai rasio redaman cukup kecil dan diadopsi untuk struktur dengan derajat kebebasan banyak. Untuk nilai $[C] = 0$, persamaan (3.9) menjadi :

$$[M]\{\ddot{y}(t)\} + [K]\{y(t)\} = 0. \quad (3.10)$$

Persamaan (3.10) adalah persamaan diferensial pada struktur MDOF yang dianggap tidak mempunyai redaman, maka penyelesaian persamaan tersebut diharapkan dalam fungsi harmonik. Penyelesaian persamaan (3.10) dalam fungsi harmonik dapat ditulis menurut bentuk:

$$y(t) = \{\phi_j\} \sin(\omega t), \quad (3.11a)$$

$$\dot{y}(t) = \omega \{\phi_j\} \cos(\omega t), \text{ dan} \quad (3.11b)$$

$$\ddot{y}(t) = -\omega^2 \{\phi_j\} \sin(\omega t). \quad (3.11c)$$

Dengan $\{\phi_j\}$ adalah suatu ordinat massa pada mode ke- j . Persamaan (3.11) disubstitusikan kedalam persamaan (3.10), sehingga akan diperoleh:

$$-\omega^2 [M] \{\phi_j\} \sin(\omega t) + [K] \{\phi_j\} \sin(\omega t) = 0, \text{ atau} \\ ([K] - \omega^2 [M]) \{\phi_j\} = 0. \quad (3.12)$$

Persamaan (3.12) adalah persamaan *eigen problem*.

Persamaan simultan yang homogen maupun tidak homogen dapat diselesaikan dengan memakai dalil atau hukum *Cramer* (1704-1752). Dalil tersebut menyatakan bahwa penyelesaian persamaan simultan yang homogen akan ada

nilainya apabila determinan dari matriks yang merupakan koefisien dari vektor $\{\phi\}$ adalah nol sehingga:

$$| [K] - \omega^2 [M] | = 0 \quad (3.13)$$

Jumlah mode pada struktur dengan derajat kebebasan banyak biasanya dapat dihubungkan dengan jumlah massa. Mode itu sendiri adalah ragam goyangan suatu struktur bangunan. Apabila jumlah derajat kebebasan n , maka persamaan (3.13) akan menghasilkan suatu polinomial pangkat n yang frekuensi sudut (ω_j) disubstitusikan kedalam persamaan (3.12) sehingga diperoleh nilai-nilai $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \dots, \phi_n$.

3.4.4 Frekuensi Sudut dan Normal Mode

Struktur yang dikenai beban dinamis akan mengalami goyangan. Struktur yang mempunyai derajat kebebasan banyak akan mempunyai banyak ragam goyangan. Normal mode adalah suatu istilah yang sering dipakai pada problem dinamis struktur, kata tersebut diterjemahkan sebagai ragam goyangan. Suatu persamaan differensial gerakan dapat diperoleh dengan memperhatikan diagram gaya (*free body diagram*). Untuk menghitung sekaligus menggambarkan normal mode, maka diambil sebuah model struktur 3 DOF dengan mengabaikan nilai redaman (C), sehingga persamaan menjadi:

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + k_1 y_1(t) - k_2 (y_2(t) - y_1(t)) = 0, \quad (3.14a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) + k_2 (y_2(t) - y_1(t)) - k_3 (y_3(t) - y_2(t)) = 0, \text{ dan} \quad (3.14b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) + k_3 (y_3(t) - y_2(t)) = 0 \quad (3.14c)$$

Persamaan (3.14) dapat ditulis dalam bentuk sederhana, yaitu:

$$m_1 \ddot{y}_1(t) + (k_1 + k_2) y_1(t) - k_2 y_2(t) = 0, \quad (3.15a)$$

$$m_2 \ddot{y}_2(t) - k_2 y_1(t) + (k_2 + k_3) y_2(t) - k_3 y_3(t) = 0, \text{ dan} \quad (3.15b)$$

$$m_3 \ddot{y}_3(t) - k_3 y_2(t) + k_3 y_3(t) = 0. \quad (3.15c)$$

Persamaan (3.15) juga dapat ditulis dalam bentuk matriks, yaitu :

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \ddot{y}_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}. \quad (3.16)$$

Selanjutnya persamaan *eigen problem* dapat ditulis menjadi,

$$\begin{bmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \omega^2 m_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

dengan ϕ adalah nilai atau ordinat yang berhubungan dengan massa ke- i pada pola goyangan ke- j . Persamaan (3.17) akan ada penyelesaiannya apabila dipenuhi nilai determinannya, yaitu :

$$\begin{vmatrix} (k_1 + k_2) - \omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) - \omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 - \omega^2 m_3 \end{vmatrix} = 0 \quad (3.18)$$

Apabila persamaan (3.18) tersebut diteruskan, maka nilai determinannya adalah :

$$\begin{aligned} & (k_3(k_2 + k_3)) \{ (k_1 + k_2) - \omega^2 \} - (k_1 + k_2) \{ k_3 m_2 \omega^2 - (m_2 m_3 \omega^4) + k_3^2 \} - \\ & \omega^4 \{ (k_3 m_1 m_2) - ((k_2 + k_3) m_1 m_3) + (m_1 m_2 m_3 \omega^2) \} + k_2^2 (k_3 - \omega^2 m_3) \\ & + m_1 \omega^2 k_3^2 = 0. \end{aligned} \quad (3.19)$$

Determinan persamaan (3.19) akan menghasilkan persamaan polinomial dengan derajat - n yang menghasilkan nilai ω , maka dengan mensubstitusikan ke dalam persamaan (3.17) akan menghasilkan nilai vektor “*mode shapes*” $\{\phi\}$. Nilai-nilai “*mode shapes*” umumnya ditulis dalam bentuk baku yaitu ϕ_j . Indeks- i menunjukkan massa dan indeks- j menunjukkan nomor pola goyangan, dengan

demikian ϕ_j adalah suatu koordinat yang berhubungan dengan massa ke- i pada pola goyangan ke- j . Substitusi ω_1 kedalam persamaan (3.17) akan diperoleh nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-1, substitusi ω_2 akan diperoleh nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-2, dan substitusi ω_3 akan diperoleh nilai-nilai koordinat untuk pola goyangan ke-3. Nilai ϕ_j dapat ditulis dalam bentuk matriks yang umum disebut modal matriks, yaitu :

$$\phi_j = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

Dengan diperoleh nilai-nilai frekuensi sudut untuk setiap mode, maka akan diperoleh nilai periode getar (T) dan nilai frekuensi struktur (f) dengan,

$$T = 2\pi / \omega \text{ dan } f = 1/T \quad (3.21)$$

Nilai-nilai *mode shapes* ϕ_j tidak tergantung pada beban luar, melainkan tergantung dari properti fisik struktur, misalnya massa m_j dan kekakuan tingkat k_j . Selain itu nilai-nilai *mode shapes* tidak dipengaruhi oleh waktu, artinya nilai tersebut akan tetap asal nilai massa dan nilai kekakuan tingkatnya tidak berubah, nilai *mode shapes* juga tidak dipengaruhi oleh frekuensi beban. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa nilai *mode shapes* adalah bebas dari pengaruh redaman, waktu, frekuensi beban dan hanya untuk struktur yang elastis.

3.4.5 Modal amplitudo

Pembahasan modal amplitudo dimulai dari simpangan horisontal tingkat struktur SDOF yang dapat dicari dengan Duhamel's Integral yaitu,

$$y(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{y}_i e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau. \quad (3.23)$$

dengan ω_d adalah *damped frequency*

Terdapat istilah istilah partisipasi mode yang dinyatakan dalam persamaan,

$$\Gamma = \frac{p_j^*}{M_j^*} = \frac{\{\phi\}_j^T [M] \{\Upsilon\}}{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j} \quad (3.24)$$

Partisipasi setiap mode Γ_j berhubungan dengan simpangan atas kontribusi suatu mode g_j dengan modal amplitudo Z_j . Dengan demikian modal amplitudo Z_j adalah

$$Z_j = \Gamma_j g_j. \quad (3.25)$$

Simpangan kontribusi suatu mode ke- j , g_j pada persamaan (3.25) sama atau senada dengan simpangan horisontal suatu massa. Dengan demikian modal amplitudo Z_j dapat diperoleh dengan mengikutkan partisipasi setiap *mode* pada persamaan (3.25), sehingga diperoleh hubungan

$$Z_j = \frac{p_j^*}{M_j^* \omega_d} \int_0^t \ddot{y}_i e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega(t-\tau) d\tau. \quad (3.26)$$

Nilai integral persamaan (3.26) akan menghasilkan suatu kecepatan yang merupakan fungsi dari waktu $y(t)$. Dengan memakai sorting maka akan diperoleh kecepatan maksimum untuk mode ke- j , $\dot{y}_{j,maks}$. Dengan demikian persamaan (3.26) menjadi

$$Z_j = \frac{p_j^*}{M_j^* \omega_d} \dot{y}_{j,maks}. \quad (3.27)$$

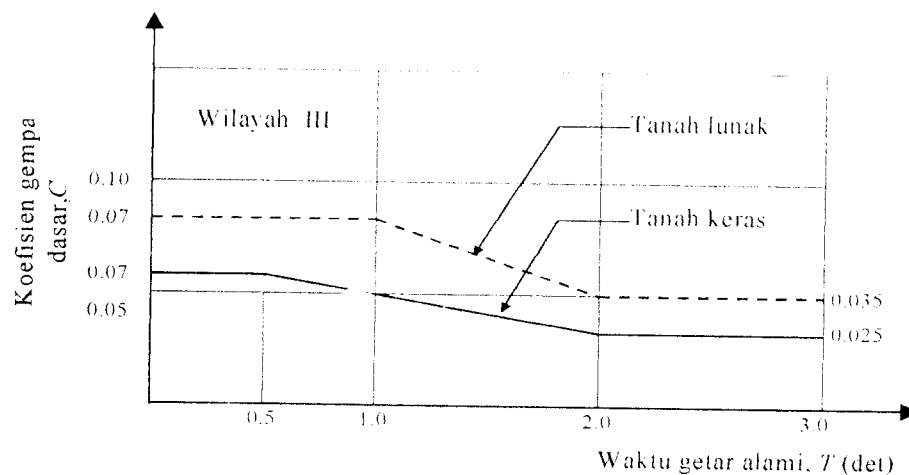
Pada respon spektrum diperoleh hubungan bahwa $PSA = \omega PSV$, atau

$$\ddot{y}_{maks} = \omega \dot{y}_{maks} \quad \text{maka} \quad \dot{y}_{maks} = \frac{\ddot{y}_{maks}}{\omega} \quad (3.28)$$

Nilai-nilai kecepatan maupun percepatan maksimum pada persamaan (3.28) sebenarnya adalah sama dengan nilai-nilai kecepatan dan percepatan pada respon spektrum. Dengan menganggap bahwa ω_d nilainya sama dengan ω , maka modal amplitudo Z_j pada persamaan (3.27) menjadi

$$Z_j = \frac{P_j * SA}{M_j * \omega_j^2}. \quad (3.29)$$

Analisis respon spektrum digunakan untuk mencari respon elastis berderajat kebebasan banyak. Sebagai respon spektrum percepatan, dapat dilihat grafik respon spektrum gempa rencana yang akan dipakai sebagai dasar perhitungan, dengan cara memplotkan nilai-nilai waktu getar alami (*natural period of vibration*) yang terjadi. Grafik respon spektrum untuk daerah III pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Koefisien gempa dasar wilayah III

Desain respon spektrum yang disajikan dalam PPKGRG 1987 adalah plot antara koefisien gempa dasar C dengan periode getar T . koefisien C tersebut adalah suatu koefisien yang dapat dihubungkan dengan SA , sehingga $C.g = SA$, dengan demikian persamaan (3.29) menjadi,

$$Z_j = \frac{P_j^* Cg}{M_j^* \omega_j^2}. \quad (3.30)$$

3.4.6 Gaya Horisontal Tingkat

Pada persamaan (3.28) diperoleh simpangan massa sebagai kontribusi mode ke- j menjadi

$$\ddot{y} = y_j \omega_j^2. \quad (3.31)$$

$$\ddot{y}_j = \phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} SA. \quad (3.32)$$

Dengan demikian gaya geser tingkat atau gaya geser yang bekerja pada suatu massa akibat kontribusi *mode* ke- j adalah,

$$F_j = M \ddot{y}_j \quad (3.33)$$

$$F_j = M \phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} SA \quad (3.34)$$

Percepatan SA dapat dihubungkan dengan desain respon spektra seperti yang tercantum dalam PPKGRG 1987, dengan $SA=Cg$, sehingga persamaan (3.34) akan menjadi

$$F_j = M \phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} Cg \quad (3.35)$$

Persamaan (3.35) adalah gaya horisontal tingkat atau gaya horisontal maksimum yang bekerja pada suatu massa sebagai kontribusi dari mode ke- j . Gaya horisontal tingkat pada persamaan (3.35) dapat dicari dari prinsip hubungan antara gaya, simpangan dan kekakuan seperti berikut ini.

$$F_j = Ky_j \quad (3.36)$$

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} SA \quad (3.37)$$

Pada pembahasan *eigenproblem* diperoleh suatu hubungan bahwa

$$K\phi = \omega^2 M\phi \quad (3.38)$$

Dengan hubungan seperti pada persamaan (3.38), persamaan itu dapat ditulis menjadi

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} SA, \text{ atau}$$

$$F_j = M\phi_j \frac{P_j^*}{M_j^*} Cg \quad (3.38)$$

3.5 Persamaan Gerak akibat Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang merupakan fungsi dari waktu. Beban yang bekerja pada struktur umumnya dalam satuan gaya, tetapi beban gempa berupa percepatan tanah. Beban lain biasanya statis dan tidak berubah pada periode waktu yang pendek, tetapi beban gempa adalah beban dinamis yang berubah dengan sangat cepat dalam periode waktu yang pendek dan dapat dikatakan beban gempa dapat berubah setiap detik. Beban lain biasanya bekerja pada arah vertikal, tetapi beban gempa bekerja secara simultan pada arah vertikal maupun arah horisontal bahkan beban gempa dapat berupa putaran (Hu, Liu dan Dong, 1996).

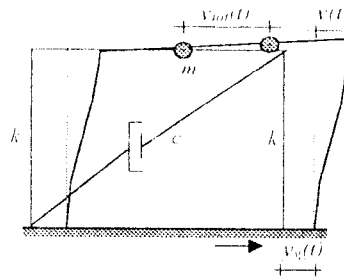
Pada daerah rawan gempa, masalah prinsip yang perlu diperhatikan adalah perilaku struktur bagian bawah yang terkena beban gempa. Perpindahan tanah dinotasikan dengan $y_g(t)$, sedangkan perpindahan antara massa dengan tanah dinotasikan dengan $y(t)$, sehingga perpindahan total yang terjadi adalah:

$$y_{tot}(t) = y(t) + y_g(t) \quad (3.39)$$

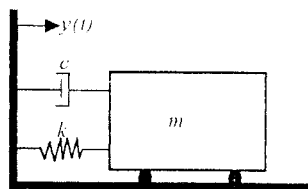
Persamaan gerak struktur yang dikenai beban gempa, dapat diturunkan melalui suatu pendekatan yang sama seperti pada persamaan gerak struktur berderajat kebebasan tunggal pada Gambar 3.5a, sedangkan model matematikanya pada Gambar 3.5b.

Dengan menggunakan konsep kesetimbangan dinamis dari diagram *free body* pada Gambar 3.5c didapat suatu persamaan, yaitu :

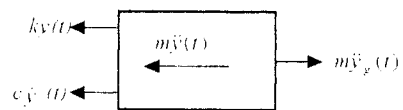
$$\begin{aligned}
 m\ddot{y}_{tot}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) &= 0 \\
 m(\ddot{y}(t) + \ddot{y}_g(t)) + c\dot{y}(t) + ky(t) &= 0 \\
 m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) &= -m\ddot{y}_g(t) \tag{3.40}
 \end{aligned}$$



(a) Struktur SDOF



(b) Model matematika



(c) Free body diagram

Gambar 3.5 Sistem derajat kebebasan tunggal dengan beban gempa

3.6 Jenis-jenis Simpangan dan Efeknya Terhadap Kerusakan Struktur

Jenis-jenis simpangan yang terjadi pada struktur umumnya ada 3 macam yaitu simpangan relatif, simpangan antar tingkat, dan simpangan absolut. Jenis-jenis

simpangan tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.6 dan akan diuraikan sebagai berikut ini.

1. Simpangan relatif

Simpangan relatif tiap lantai menurut persamaan diferensial independen (*uncoupling*) adalah simpangan suatu massa yang diperoleh dengan menjumlahkan pengaruh atau kontribusi tiap-tiap mode.

$$y_i(t) = \sum \phi_{ij} \cdot Z_j \quad (3.41)$$

Dengan : $y_i(t)$ = simpangan relatif lantai ke- i ,

ϕ_{ij} = mode shapes, dan

Z_j = modal amplitudo.

2. Simpangan antar tingkat (*inter-story drift*)

Simpangan antar tingkat adalah simpangan yang terjadi pada tiap lantai, simpangan ini dihitung dengan cara simpangan relatif lantai atas dikurangi simpangan relatif lantai di bawahnya. *Inter-story drift* sangat mungkin terjadi pada tingkat yang lemah. Terjadinya distribusi kekakuan struktur secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan adanya suatu tingkat yang lemah tersebut. *Inter-story drift* dapat dihitung dengan rumus :

$$\Delta y_i(t) = y_i(t) - y_{i-1}(t) \quad (3.42)$$

Dengan : $\Delta y_i(t)$ = simpangan absolut

$y_i(t)$ = simpangan relatif lantai ke- i , dan

$y_{i-1}(t)$ = simpangan relatif lantai ke- $(i-1)$.

3. Simpangan absolut

Simpangan absolut adalah merupakan penjumlahan antara simpangan relatif tiap lantai dengan simpangan akibat tanah. Simpangan absolut dihitung dengan rumus:

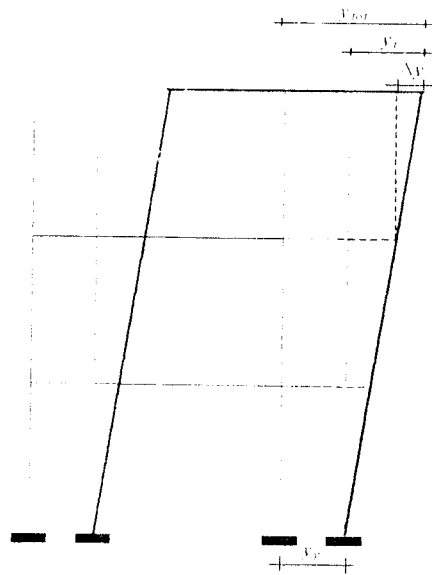
$$y_{tot}(t) = y(t) + y_g(t) \quad (3.43)$$

Dengan : $y_{tot}(t)$ = simpangan absolut

$y(t)$ = simpangan relatif lantai ke- i , dan

$y_g(t)$ = simpangan akibat tanah.

Simpangan absolut mempunyai pengaruh terhadap kemungkinan terjadinya benturan antar bangunan yang berdekatan (*structural pounding*). Masalah *structural pounding* ini biasanya terjadi pada bangunan yang berdekatan untuk memaksimalkan penggunaan lahan, hal ini dapat menyebabkan kerusakan yang fatal pada bangunan bahkan dapat menyebabkan kerusakan total. Hal ini dapat diatasi dengan memperhitungkan jarak antara dua bangunan yang berdekatan. Jarak tersebut dapat dihitung dengan menghitung simpangan absolut pada setiap lantai.

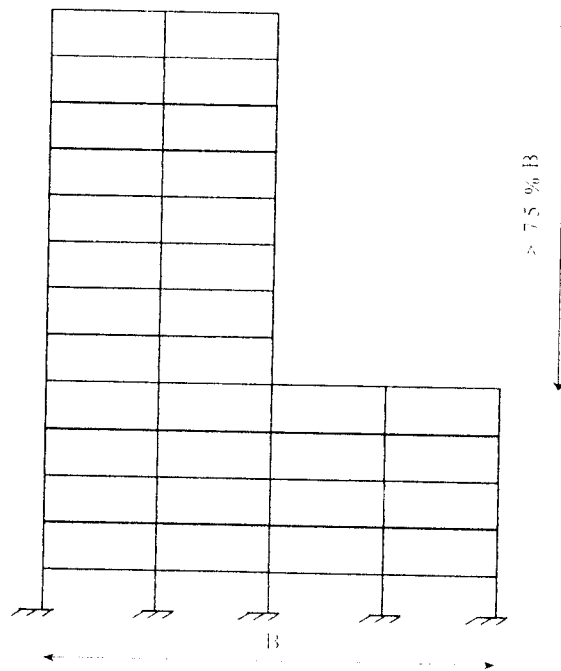


Gambar 3.6 Model struktur dengan jenis-jenis simpangannya

3.7 Loncatan bidang muka (*set back*)

Untuk gedung-gedung yang mempunyai loncatan-loncatan bidang muka, untuk ukuran denah dari bagian yang menjulang dalam masing-masing arah adalah paling sedikit 75% dari ukuran terbesar denah yang bersangkutan untuk bagian sebelah bawahnya, maka pengaruh gempa rencana dapat ditentukan dengan cara beban statis ekuivalen.

Untuk gedung-gedung dengan loncatan-loncatan bidang muka yang tidak memenuhi pembatasan ini, maka pembagian gaya-gaya geser tingkat sepanjang tinggi gedung harus ditentukan dengan cara analisis dinamis. Salah satu contoh gedung yang mempunyai loncatan bidang muka dapat dilihat pada Gambar 3.7.



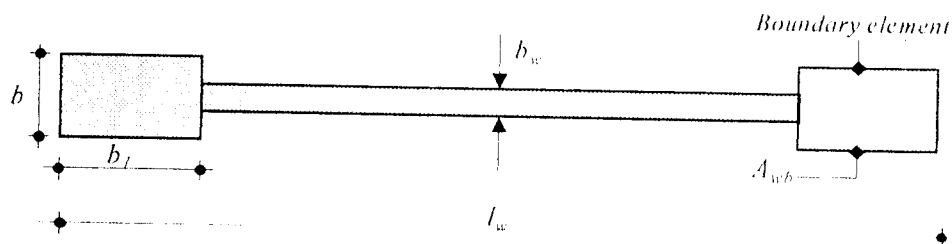
Gambar 3.7 Loncatan bidang muka

3.8 Perencanaan dinding geser (*Shear wall*)

Peristiwa tekuk pada dinding geser dapat dihindari dengan memakai elemen pembatas (*boundary element*) yang berfungsi untuk mengakukan dinding geser. Elemen pembatas diperlukan bila pada dinding geser terjadi tegangan akibat gaya terfaktor termasuk pengaruh gempa pada serat terluar mencapai nilai maksimum dan melampaui nilai $0,2 f'_c$ (Yayasan LPMB, 1991).

Komponen struktur pembatas dalam dinding struktur harus diproporsikan untuk memikul beban gravitasi terfaktor yang bekerja pada dinding termasuk berat sendiri dan gaya vertikal yang diperlukan untuk menahan momen guling yang dihitung dari gaya berfaktor yang berhubungan dengan pengaruh gempa.

1. Perencanaan dinding geser



Gambar 3.8 Dinding geser

Untuk menghindari terjadinya tekuk pada dinding geser, maka tebal dinding geser diambil

$$b_w = h_f \cdot 20 \quad 150 \text{ mm.} \quad (3.44)$$

2. Perencanaan panjang total dinding geser diambil sebesar

$$h_w/l_w \leq 9. \quad (3.45)$$

3. Perencanaan dimensi *boundary elements*

$$b \geq b_w \qquad b_l \geq b_c l_w / 10 \cdot b \qquad (3.46)$$

$$b \geq b_c \qquad b_l \geq b_c^2 / b \qquad (3.47)$$

$$b \geq h_l / 16 \qquad b_l \geq h_l / 16 \qquad (3.48)$$

dengan nilai b_c sebesar:

$$b_c = 0,017 \cdot l_w \sqrt{\mu\phi} \quad \text{jika digunakan 2 lapis tulangan} \qquad (3.49)$$

$$b_c = 0,022 \cdot l_w \sqrt{\mu\phi} \quad \text{jika digunakan 1 lapis tulangan} \qquad (3.50)$$

dengan:

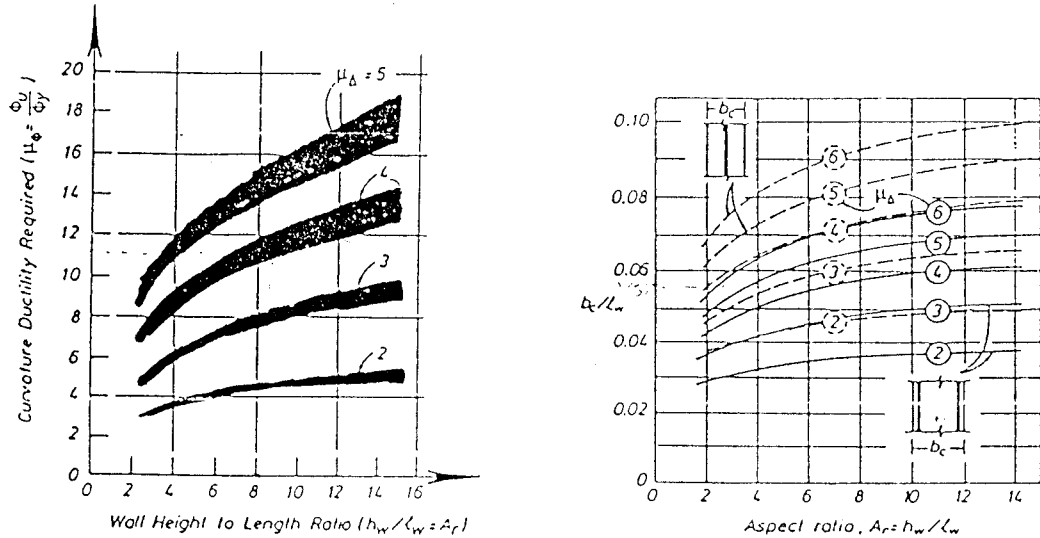
h_s = tinggi bangunan total,

h_l = tinggi lantai pertama,

b_c = ketebalan dinding geser kritis,

$\mu\phi$ = perbandingan rasio daktilitas.

Perbandingan antara tinggi total bangunan dan lebar dinding geser dapat diambil 8 ($h_w/l_w = 8$) dari Gambar 3.9a. Dari hubungan daktilitas dengan ketebalan kritis dinding diperoleh rasio daktilita (Paulay dan Priestly, 1992), seperti yang di tunjukkan pada Gambar 3.9b.



Gambar 3.9a Rasio daktalitas **Gambar 3.9b** Hubungan daktalitas dengan ketebalan kritis dinding

Dari persamaan (3-46), (3-47), (3-48) diambil nilai b dan b_j yang terbesar.

4. Luas *boundary elements* yang terjadi (A_{wb})

$$b_c^2 \leq A_{wb} \leq b_c l_w / 10 \quad (3.51)$$

5. Persyaratan kuat lentur dinding geser

Kuat lentur perlu bagi dinding geser yang dinyatakan oleh momen lentur perlu $M_{u,d}$, harus memenuhi persyaratan kuat lentur untuk kondisi pembebanan tanpa beban gempa maupun dengan beban gempa sebagai berikut ini

$$M_{u,d} = 1,2 M_{D,d} + 1,6 M_{L,d} \quad (3.52)$$

$$M_{u,d} = 1,05 (M_{D,d} + M_{L,d} + M_{E,d}) \quad (3.53)$$

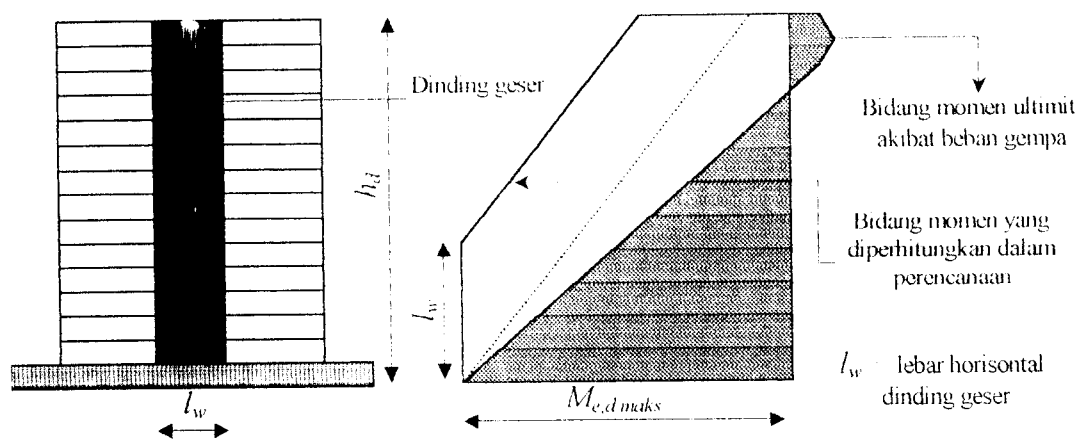
dengan:

$M_{D,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban mati,

$M_{L,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban hidup dengan memperhitungkan reduksinya sehubungan dengan peluang terjadinya pada masing-masing lantai tingkat dan

$M_{E,d}$ = momen lentur dinding geser akibat beban gempa.

Untuk menjamin agar saat terjadinya gempa kuat dinding geser tetap berperilaku elastis kecuali pada penampang dasar, dimana sendi plastis dapat terbentuk, maka bidang momen akibat beban gempa harus digeser keatas sejauh lebar horisontal dinding geser, seperti ditunjukkan Gambar 3.10. Bidang momen yang telah dimodifikasi ini selanjutnya dipakai untuk menghitung kuat lentur perlu menurut persamaan (3.53).



Gambar 3.10 Bidang momen dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perencanaan

6. Perencanaan geser

Adanya pembesaran dinamis sewaktu struktur berespons inelastis terhadap gempa kuat, maka kuat geser perlu bagi dinding geser pada penampang dasar dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini,

$$V_u = V_{wall} = \omega_v \phi_{o,w} V_E \quad (3.54)$$

Dengan:

$$\omega_v = 0,9 + n/10 ; \text{ untuk gedung } \leq 6 \text{ lantai} \quad (3.55)$$

$$\omega_v = 1,3 + n/30 ; \text{ untuk gedung } > 6 \text{ lantai} \quad (3.56)$$

$$\phi_{o,w} = \frac{M_{o,w}}{M_E} \quad (3.57)$$

Dengan :

V_{wall} = gaya geser rencana dinding geser,

V_E = gaya geser maksimum dinding geser akibat beban gempa tak berfaktor pada penampang dasar,

ω_v = faktor pembesaran dinamis,

$M_{o,w}$ = momen kapasitas dinding geser pada penampang yang dihitung berdasarkan luas baja tulangan yang terpasang dengan tegangan tarik baja tulangan

M_E = momen lentur maksimal dinding geser akibat beban tak terfaktor Pada penampang dasar.

a. Tegangan geser ideal yang terjadi (v_i) adalah sebagai berikut ini,

$$v_i = \frac{V_{wall}}{bw.d} \quad (3.58)$$

dengan $d = 0,8 l_w$.

b. Nilai v_i tidak boleh lebih besar dari $v_{i,max}$ yang nilainya sebesar :

$$v_{i,max} \leq \left[\frac{0,22 \cdot \phi}{\mu} + 0,03 \right] f'_c \leq 0,16 f'_c \quad (3.59)$$

μ = daktilitas yang digunakan , atau

$$v_{i,max} \leq 0,16 f'_c \leq 6 \text{ MPa} \quad (3.60)$$

b. Kontribusi beton di dalam dinding geser (v_c) itu sendiri sebesar :

$$v_c = 0,6 \cdot \sqrt{\frac{P_n}{A_g}} \text{ (MPa)} \quad (3.61)$$

Dengan:

P_n = beban aksial minimum pada dinding geser dan

A_g = luas total dari dinding geser.

c. Cek kebutuhan tulangan geser

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{(v_i - v_c) b_w}{f_y} \quad (3.62)$$

dengan:

A_v = luas tulangan geser,

v_i = tegangan geser ideal,

v_c = tegangan akibat kontribusi beton,

b_w = tebal dinding geser, dan

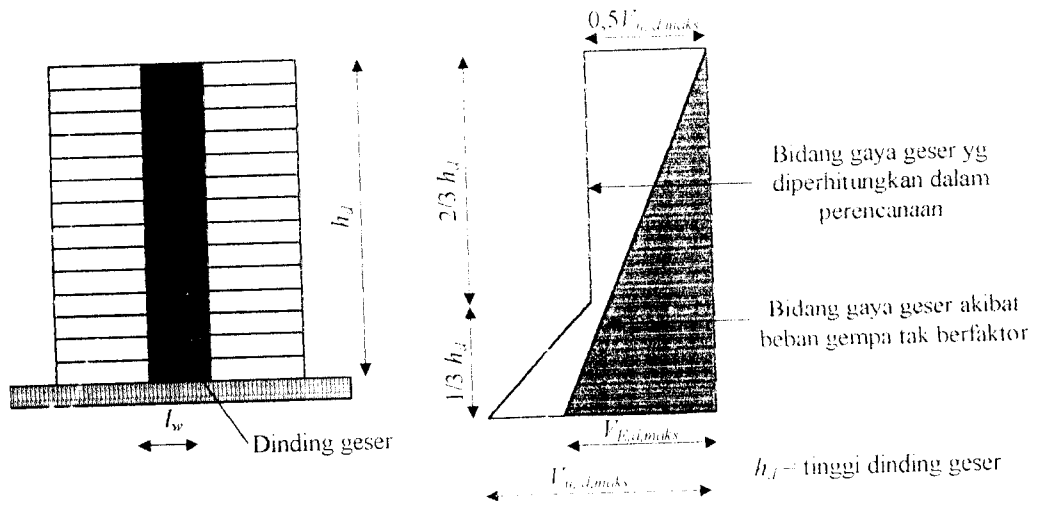
s = jarak tulangan geser.

d. Cek jarak tulangan geser

$$s \leq 2,5 \cdot b_w \quad (\text{mm}) \quad (3.63)$$

$$\leq 450 \quad (\text{mm})$$

Untuk menjamin agar dinding geser memiliki kuat geser yang cukup sepanjang tinggi dinding, maka bidang gaya geser perlu akibat beban gempa sepanjang tinggi dinding harus dimodifikasi, sehingga berjalan linier dari $V_{u,d,maks}$ pada dasar sampai 1/3 tinggi dinding geser. Untuk 1/3 tinggi dinding geser keatas sampai puncak dinding geser sebesar $0,5V_{u,d,maks}$, seperti ditunjukkan pada Gambar 11.



Gambar 3.11 Bidang gaya geser perlu pada dinding geser akibat beban gempa yang diperhitungkan dalam perancangan

BAB IV

METODE PENELITIAN

Metode penelitian merupakan suatu urutan atau tata cara pelaksanaan penelitian yang diuraikan menurut suatu tahapan yang sistematis. Metodologi penelitian yang digunakan dalam penelitian tugas akhir ini yaitu data struktur dan parameter bahan, model struktur, waktu penelitian, dan tahap analisis. Metode yang digunakan dalam penelitian secara sistematis dapat dilihat pada Gambar 4.5 dengan penjelasan sebagai berikut ini.

4.1 Data Struktur dan Parameter Bahan

Data dan parameter bahan yang digunakan dalam perencanaan struktur gedung dua belas lantai ini adalah sebagai berikut:

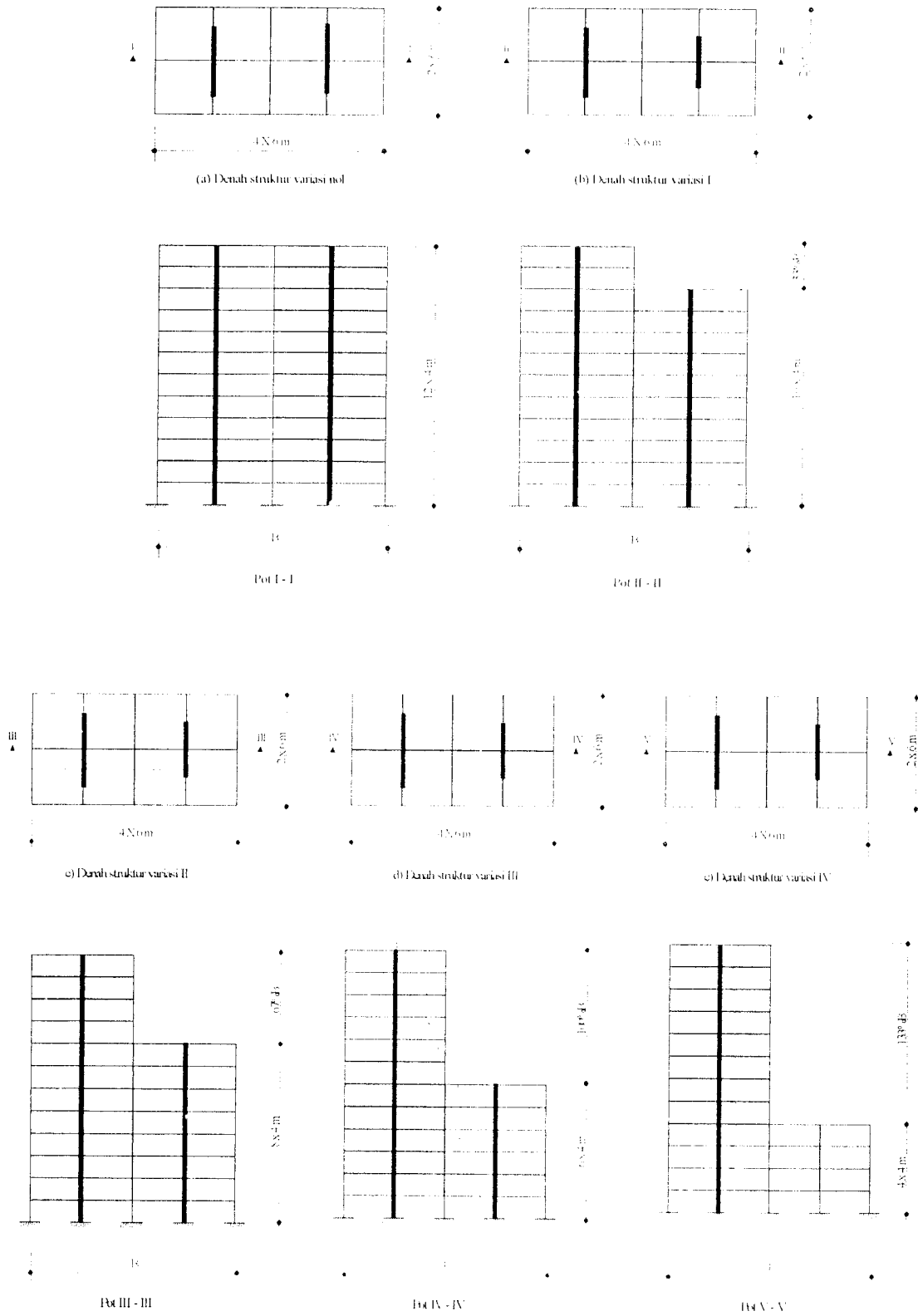
1. penelitian dilaksanakan di daerah gempa III dan pondasi pada tanah lunak, sehingga koefisien gempa dasar berkisar antara 0,035 sampai 0,07,
2. mutu beton dipakai $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 = 35 \text{ MPa}$,
3. mutu baja dipakai = 400 MPa
4. modulus elastis beton

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \sqrt{35} = 278055 \text{ kg/cm}^2 = 2.78\text{E}9 \text{ kg/m}^2, \end{aligned}$$

5. dimensi balok = 35/70 cm,
6. dimensi kolom = 50/70 cm,
7. tebal plat atap = 12 cm,
8. tebal plat lantai = 12 cm, dan
9. gedung digunakan untuk hotel.

4.2 Model Struktur

Model struktur ini diadopsi dari buku Arnold dan Robert (1982). Struktur yang dijadikan model dalam analisis adalah struktur berfungsi sebagai hotel dengan variasi loncatan bidang muka serta dinding geser daktail menerus ke atas sampai 12 lantai dengan tinggi 48 m diukur dari dasar pondasi. Struktur terdiri dari empat variasi loncatan bidang muka dan satu struktur asli tanpa loncatan bidang muka. Model struktur untuk tiap variasi naik sebesar 33%B seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.1, yang terdiri dari variasi nol tanpa loncatan bidang muka, variasi I dengan loncatan bidang muka sebesar 33%B, variasi II dengan loncatan bidang muka sebesar 67%B, variasi III dengan loncatan bidang muka sebesar 100%B, dan variasi IV dengan loncatan bidang muka sebesar 133%B.



Gambar 4.1 Variasi loncatan bidang muka

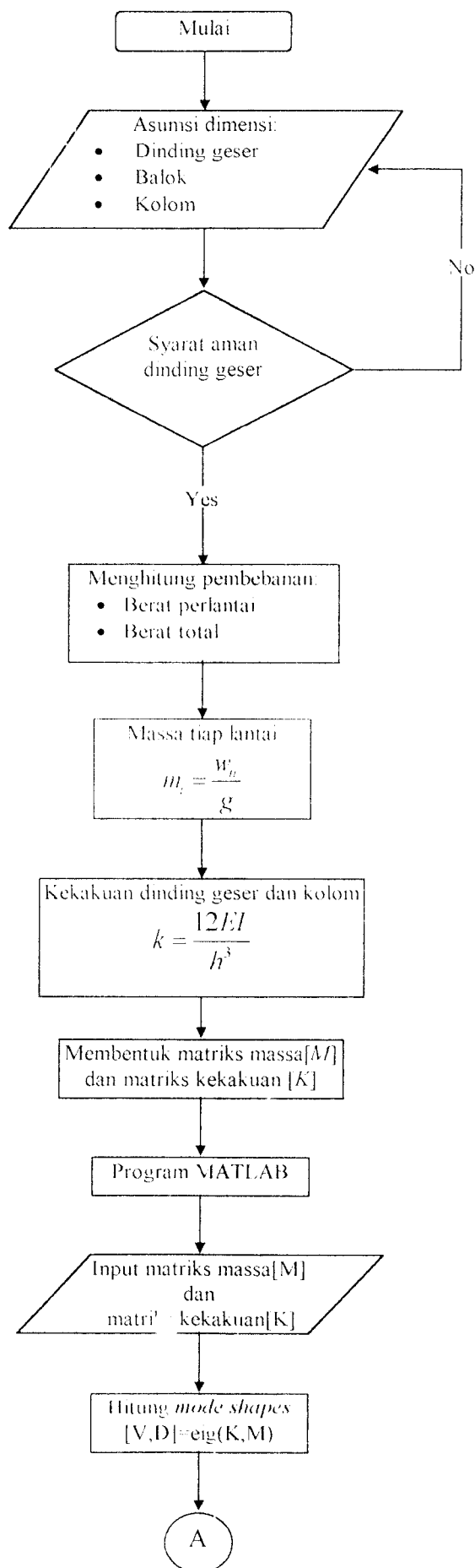
4.3 Waktu Penelitian

Penelitian dimulai Juli 2000 dan direncanakan selesai April 2001

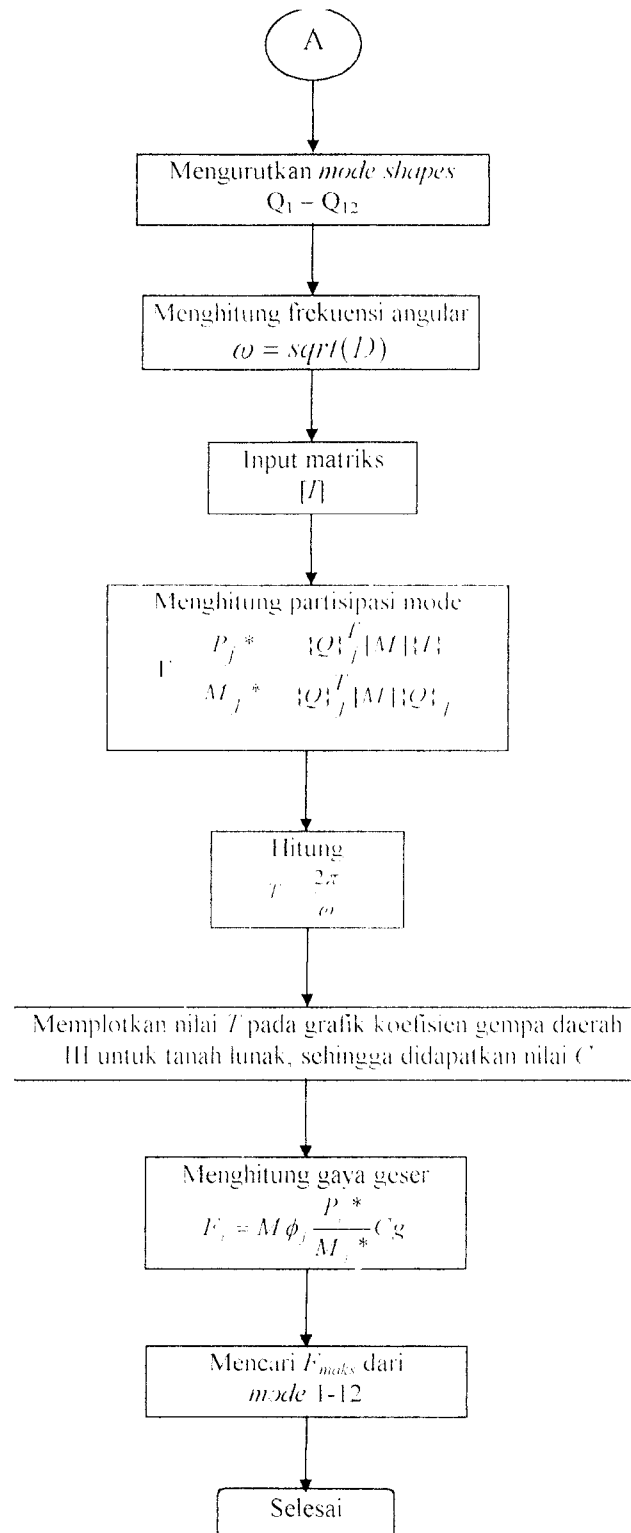
4.4 Tahap Analisis

Tahap analisis pada penelitian ini adalah:

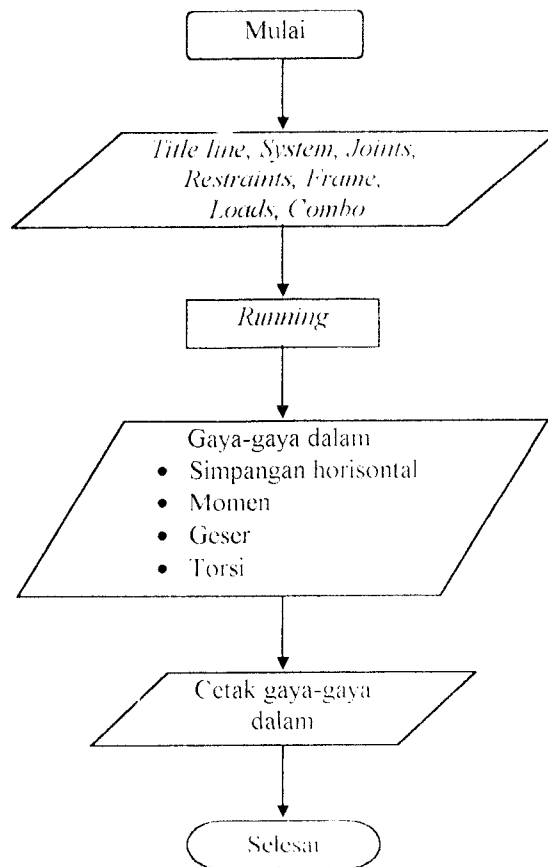
1. Menentukan spesifikasi dan konfigurasi struktur bangunan,
2. Menghitung beban-beban yang bekerja ,
3. Menghitung beban dinamik dengan menggunakan program MATLAB, lebih jelasnya ditunjukkan pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3,
4. Menghitung simpangan relatif, momen lentur, momen torsi, gaya geser dengan menggunakan program bantu SAP⁹⁰, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.4,
5. Desain dinding geser, dan
6. Analisis *output* program SAP⁹⁰.



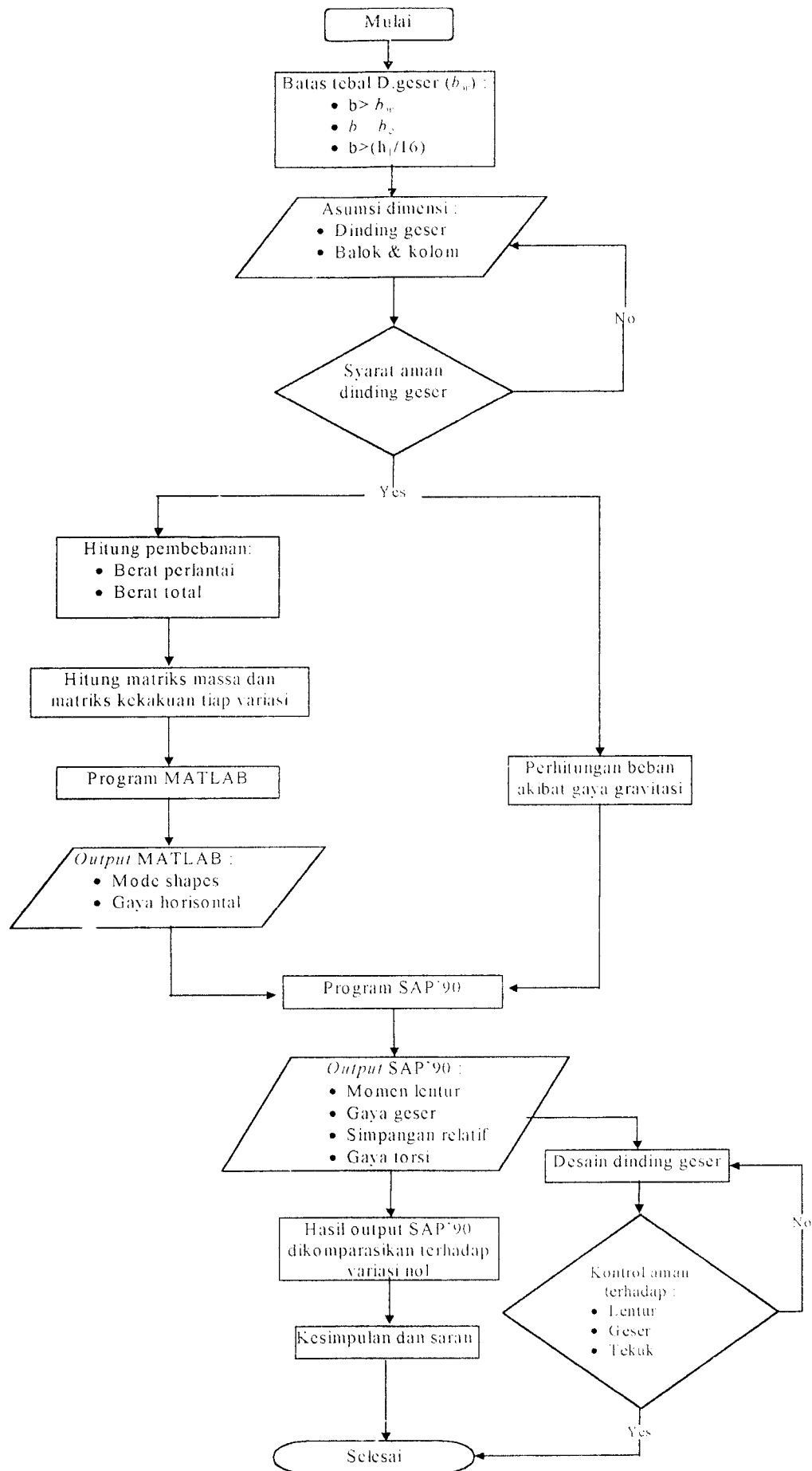
Gambar 4.2 Diagram alir tahapan perhitungan gaya horisontal



Gambar 4.3 Lanjutan diagram alir tahapan perhitungan gaya horisontal



Gambar 4.4 Diagram alir program SAP 90



Gambar 4.5 Diagram alir pengerjaan

BAB V

PERHITUNGAN STRUKTUR

Salah satu cara yang digunakan dalam perhitungan gaya horisontal untuk analisis dinamis ialah dengan menggunakan program MATLAB. Hasil yang diperoleh dari program MATLAB ialah pola goyangan (*mode shapes*), frekuensi angular (ω) dan gaya horisontal tingkat yang disimulasikan pada struktur. Untuk data struktur diolah menggunakan rumus-rumus yang telah dijabarkan dalam bab-bab sebelumnya dan disederhanakan lagi urutan setiap langkahnya, guna memudahkan perhitungan selanjutnya. Setelah gaya horisontal diperoleh dari program MATLAB dan data struktur diketahui, maka untuk menghitung gaya-gaya dalam pada struktur digunakan program SAP'90. Gaya gempa merupakan gerakan tanah secara bolak-balik bisa datang dari segala arah, maka pada analisis dinamis harus dianalisis secara 3D. Sebelum masuk ke program MATLAB harus dilakukan asumsi dimensi dinding geser untuk mendapatkan berat bangunan total per lantai.

Perhitungan selanjutnya yaitu menyusun matriks massa dan matriks kekakuan agar dapat diproses pada program MATLAB untuk mendapatkan gaya horisontal tiap tingkat. Hasil keluaran dari MATLAB berupa gaya horisontal, selanjutnya akan diproses pada program SAP'90 untuk mendapatkan simpangan relatif, gaya geser, momen lentur, dan gaya torsi pada dinding geser. Untuk contoh perhitungan diambil variasi II yang



memiliki loncatan bidang muka sebesar 67%B. Perhitungan variasi yang lain secara keseluruhan sama pada contoh variasi II.

5.1 Asumsi Dimensi Dinding Geser Kiri Variasi II

Asumsi dimensi dinding geser merupakan perhitungan sementara untuk mendapatkan pembebanan pada struktur. Untuk mendapatkan dimensi dinding geser harus dihitung tebal dinding (b_w) dengan menggunakan persamaan (3.44), perhitungan panjang dinding geser (l_w) dapat digunakan persamaan (3.45), dan menghitung luas *Boundary Elements* mengacu pada persamaan (3.46), persamaan (3.47) dan persamaan (3.48).

1. Perhitungan Tebal Dinding Geser (b_w)

Untuk menghindari bahaya tekuk dinding geser dapat diperlakukan sebagai kolom yang ketebalannya perlu dibatasi. Batasan tebal dinding geser dapat dihitung dengan persamaan,

$$b_w = \frac{h_f}{20} \geq 150 \text{ mm},$$

$$b_w = \frac{4}{20} = 0,200 \text{ m} = 200 \text{ mm}, \text{ dipakai tebal dinding geser } (b_w) = 300 \text{ mm}.$$

2. Syarat Keamanan Dimensi Dinding Geser

Untuk menjamin agar dinding geser tetap berperilaku geser, maka perbandingan antara tinggi total bangunan dan lebar dinding geser harus memenuhi persamaan perencanaan panjang dinding geser (l_w).

$$l_w \leq \frac{h_w}{9} = \frac{48}{9} = 5,33 \text{ m} \approx 5,5 \text{ m},$$

$$\leq \frac{h_w}{l_w} = \frac{48}{5,5} = 8,7 \text{ m}$$

dari Gambar 3.9.a dengan anggapan daktalitas penuh ($\mu_s = 4$), diperoleh rasio daktalitas (μ_ϕ) = 11.

Gaya geser pada dinding geser seringkali mencapai keadaan kritis khususnya apabila hanya dipakai tulangan yang terdistribusi secara seragam, sehingga harus diketahui batasan tebal dinding geser kritis (b_c) yang nilainya menurut persamaan,

$$b_c = 0,017 \cdot l_w \sqrt{\mu_\phi} = 0,017 \cdot 5,5 \sqrt{11} = 0,310 \text{ m.}$$

3. Perhitungan luas *boundary elements*

Untuk menghitung luas *Boundary elements* mengacu pada persamaan (3.46), (3.47) dan (3.48) sebagai berikut,

1. $b \geq b_w$, dengan $b_w = 0,300$ m, maka $b = 0,300$ m,

$$b_l \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10b} \text{ dengan } b_c = 0,310 \text{ m, } l_w = 5,5 \text{ m maka } b_l = \frac{0,310 \cdot 5,5}{10 \cdot 0,3} = 0,568 \text{ m,}$$

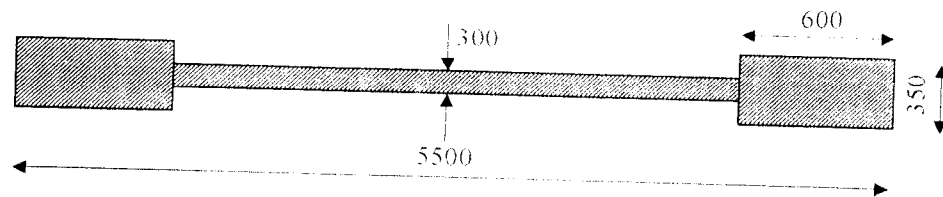
2. $b \geq b_c$, dengan $b_c = 0,310$ m, maka diambil $b = 0,310$ m,

$$b_l \geq \frac{b_c^2}{b} = \frac{0,310^2}{0,310} = 0,310 \text{ m,}$$

3. $b \geq \frac{h_l}{16}$, dengan $h_l = 4$ m, maka $b = 0,25$ m,

$$b_l \geq \frac{h_l}{16}, \text{ maka } b_l \geq \frac{4}{16} = 0,25 \text{ m}$$

Dari ketiga persamaan diatas diambil nilai b dan b_l terbesar yaitu $b = 0,310$ m dan nilai $b_l = 0,568$ m. Nilai b dan b_l yang dipakai adalah $b = 0,350$ m dan $b_l = 0,600$ m. Hasil dari perhitungan dimensi dinding geser kiri didapat tebal dinding geser (b_w) 300 mm, panjang dinding geser (l_w) 5500 mm, dan luas *Boundary Elements* = $b \times b_l = 350 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$, sehingga dimensi yang dipakai dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Dimensi Dinding Geser kiri

5.2 Asumsi Dimensi Dinding Geser Kanan Variasi II

Komponen struktur dinding geser pada bangunan yang dianalisis terdapat dua yaitu dinding geser kiri dan kanan. Pada dinding geser kiri untuk setiap variasi sama, sehingga selanjutnya akan dihitung dinding geser kanan yang setiap variasinya berbeda, akibat dari adanya loncatan bidang muka. Cara perhitungan dimensi dinding geser kanan sama pada perhitungan dimensi dinding geser kiri.

1. Perhitungan Tebal Dinding Geser (b_w)

Untuk menghindari bahaya tekuk dinding geser dapat diperlakukan sebagai kolom yang ketebalannya perlu dibatasi. Batasan tebal dinding geser dapat dihitung dengan persamaan,

$$b_w = \frac{h_l}{20} \geq 150 \text{ mm},$$

$$b_w = \frac{4}{20} = 0,200 \text{ m} = 200 \text{ mm}, \text{ dipakai tebal dinding geser } (b_w) = 300 \text{ mm}.$$

2. Syarat Keamanan Dimensi Dinding Geser

Untuk menjamin agar dinding geser tetap berperilaku geser, maka perbandingan antara tinggi total bangunan dan lebar dinding geser harus memenuhi persamaan perencanaan panjang dinding geser (l_w).

$$l_w \leq \frac{h_w}{9} = \frac{32}{9} = 3,55 \text{ m} \approx 4 \text{ m.}$$

$$\leq \frac{h_w}{4} = \frac{32}{4} = 8 \text{ m}$$

dari Gambar 3.9.a dengan anggapan daktilitas penuh ($\mu_s = 4$), di dapat rasio daktilitas (μ_e)=11.

Gaya geser pada dinding geser sering kali mencapai keadaan kritis khususnya apabila hanya dipakai tulangan yang terdistribusi secara seragam, sehingga harus diketahui batasan tebal dinding geser kritis (b_c) yang nilainya menurut persamaan,

$$b_c = 0,017 \cdot l_w \sqrt{\mu_e} = 0,017 \cdot 4 \sqrt{11} = 0,225 \text{ m.}$$

3. Perhitungan luas *boundary elements*

Untuk menghitung luas *boundary elements* mengacu pada persamaan (3.46), (3.47), dan (3.48) sebagai berikut,

a. $b \geq b_w$, dengan $b_w = 0,300 \text{ m}$, maka $b = 0,300 \text{ m}$,

$$b_l \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10b} \text{ dengan } b_c = 0,225 \text{ m, } l_w = 4 \text{ m maka } b_l = \frac{0,255 \cdot 4}{10 \cdot 0,3} = 0,3 \text{ m,}$$

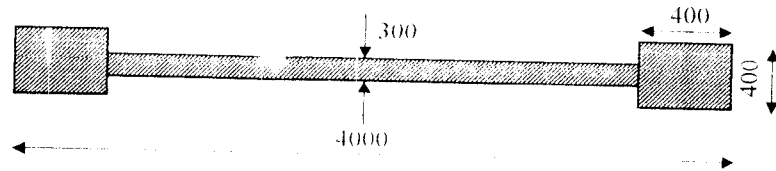
b. $b \geq b_c$, dengan $b_c = 0,225 \text{ m}$, maka diambil $b = 0,225 \text{ m}$,

$$b_l \geq \frac{b_c^2}{b} = \frac{0,225^2}{0,225} = 0,225 \text{ m.}$$

c. $b \geq \frac{h_s}{16}$, dengan $h_s = 4 \text{ m}$, maka $b = 0,25 \text{ m}$,

$$b_l \geq \frac{h_s}{16}, \text{ maka } b_l \geq \frac{4}{16} = 0,25 \text{ m}$$

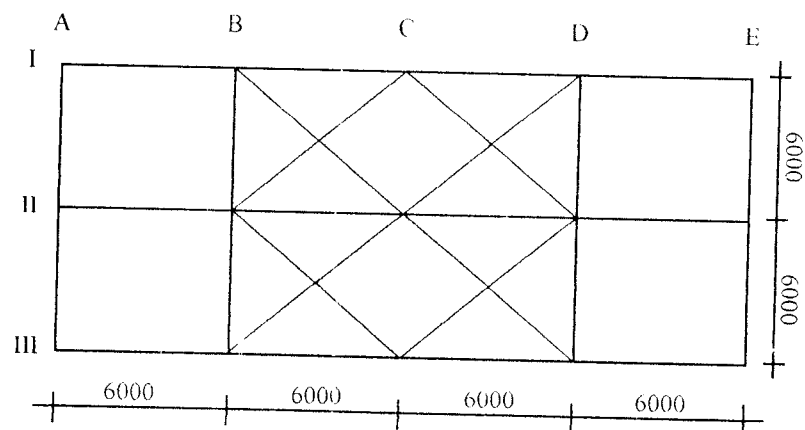
Dari ketiga persamaan di atas diambil nilai b dan b_f terbesar yaitu $b = 0,300$ m dan nilai $b_f = 0,300$. Nilai b dan b_f yang dipakai adalah $b = 0,400$ m dan $b_f = 0,400$ m. Hasil dari perhitungan dimensi dinding geser kanan diperoleh tebal dinding geser (b_w) = 300 mm, panjang dinding geser (l_w), dan luas *boundary element* = $b \times b_f = 400 \times 400$ mm, dimensi yang dipakai dapat dilihat pada Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Dimensi Dinding Geser Kanan

5.3 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan ditentukan berdasarkan (Yayasan LPMB, 1991) dan (Yayasan LPMB, 1983). Perhitungan pembebanan didasarkan pada kondisi penempatan metode pembebanan pada portal sebagai berikut ini.



Gambar 5.3 Pembagian pembebanan pada salah satu portal

5.3.1 Pembebanan beban atap dan lantai

1. Beban atap,

- | | | |
|---------------------|----------------------|------------------------|
| a. berat plat 12 cm | $= 0,12 \cdot 2400$ | $= 288 \text{ kg/m}^2$ |
| b. berat plafon | $= 11 + 7$ | $= 18 \text{ kg/m}^2$ |
| | | <hr/> |
| | | 306 kg/m^2 |
| c. beban hidup | 100 kg/m^2 | |

2. Beban lantai

- | | | |
|-----------------------------------|---------------------|------------------------|
| a. berat plat 12 cm | $0,12 \cdot 2400$ | 288 kg/m^2 |
| b. berat plafon | $= 11 + 7$ | $= 18 \text{ kg/m}^2$ |
| c. berat tegel, 2 cm | $= 0,02 \cdot 2400$ | $= 48 \text{ kg/m}^2$ |
| d. berat pasir, 3 cm | $= 0,03 \cdot 1600$ | $= 48 \text{ kg/m}^2$ |
| e. berat spesi, 2 cm | $= 0,02 \cdot 2100$ | $= 42 \text{ kg/m}^2$ |
| | | <hr/> |
| | | 492 kg/m^2 |
| f. beban hidup lantai untuk hotel | | $= 250 \text{ kg/m}^2$ |

3. Berat tembok $\frac{1}{2}$ bata

$$= 250 \text{ kg/m}^2$$

4. Dimensi balok arah - X dan arah - Y 350/700 mm

5. Dimensi kolom 500/700 mm

5.3.2 Berat Bangunan Total pada Variasi II

Berat bangunan total diperoleh dengan akumulasi perhitungan berat elevasi setiap lantai sebagai berikut ini:

A. Berat atap

1. Beban tetap (mati)

- | | | |
|---------------|---------------------------|----------------------|
| a. berat plat | $= 12 \cdot 12 \cdot 306$ | $= 44064 \text{ kg}$ |
|---------------|---------------------------|----------------------|

b. berat <i>shear walls</i>	= 5,5. 2. 0,3. 2400	= 7920 kg
c. berat tembok ½ bata	= 60. 2. 250	= 30000 kg
d. berat kolom	= 8. 2. 0,5. 0,7. 2400	= 13440 kg
e. berat balok	= 72. 0,350. 0,700. 2400	<u>42336 kg</u>
		$W_D = 137760 \text{ kg}$

2. Beban hidup

a. beban hidup atap	= 100 kg.m ²	
b. koefisien reduksi	0,3	
c. beban hidup	= 0,3. 12. 12. 100	= 4320 kg
maka berat total atap	= 137760 + 4320	= 142080 kg

B. Lantai (9 – 11) tipikal 4 m

1. Beban mati

a. pelat lantai	= 12. 12. 492	= 70848 kg
b. berat <i>shear walls</i>	= 5,5. 4. 0,3. 2400	= 15840 kg
c. berat tembok ½ bata	= 60. 4. 250	= 60000 kg
d. berat kolom	= 8. 4. 0,5. 0,700. 2400	= 26880 kg
e. berat balok	= 72. 0,350. 0,700. 2400	<u>42336 kg</u>
		$W_D = 215904 \text{ kg}$

2. Beban hidup

a. beban hidup	= 0,3. 12. 12. 250	= 10800 kg
maka berat total lantai 9 – 11	= 215904 + 10800	= 226704 kg

C. Berat lantai 8 (lantai + atap)

1. Berat atap untuk beban mati

a. berat plat	= 12. 12. 306	= 44064 kg
---------------	---------------	------------

$$\begin{aligned}
 \text{b. berat } shear \text{ walls} &= 2. 4. 0,3. 2400 &= 5760 \text{ kg} \\
 \text{c. berat tembok } \frac{1}{2} \text{ bata} &= 60. 2. 250 &= 30000 \text{ kg} \\
 \text{d. berat kolom} &= 7. 2. 0,5. 0,7. 2400 &= 11760 \text{ kg} \\
 \text{e. berat balok} &= 66. 0,350. 0,700. 2400 &= 38808 \text{ kg} \\
 && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 W_D &= 130392 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2. Berat atap beban hidup

$$\begin{aligned}
 \text{a. beban hidup} & 0,3. 12. 12. 100 & 4320 \text{ kg} \\
 \text{maka berat total atap} & 130392 + 4320 & 134712 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

3. Berat lantai untuk beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{a. berat plat} & 12. 12. 492 & 70848 \text{ kg} \\
 \text{b. berat } shear \text{ walls} & = 5,5. 4. 0,3. 2400 & = 15840 \text{ kg} \\
 \text{c. berat tembok } \frac{1}{2} \text{ bata} & 60. 2. 250 & 30000 \text{ kg} \\
 \text{d. berat kolom} & = 8. 4. 0,5. 0,7. 2400 & = 26880 \text{ kg} \\
 \text{e. berat balok} & = 72. 0,350. 0,700. 2400 & = 42336 \text{ kg} \\
 & & \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 W_D &= 185904 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

1. Berat lantai untuk beban hidup

$$\begin{aligned}
 \text{a. beban hidup} & = 0,3. 12. 12. 250 & = 10800 \text{ kg} \\
 \text{berat total plat lantai} & = 185904 + 10800 & = 196704 \text{ kg} \\
 \text{maka berat total lantai } 8 & = \text{berat plat lantai} + \text{berat plat atap} \\
 & = 134712 \text{ kg} + 196704 \text{ kg} \\
 & = 331416 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

D. Berat lantai (1 – 7) tipikal

1. Beban mati

$$\text{a. plat lantai} = 12. 24. 492 = 141696 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. berat } shear \text{ walls kiri} &= 5,5 \cdot 4 \cdot 0,3 \cdot 2400 && 15840 \text{ kg} \\
 \text{c. berat } shear \text{ walls kanan} &= 4 \cdot 4 \cdot 0,3 \cdot 2400 && 11520 \text{ kg} \\
 \text{d. berat dinding } \frac{1}{2} \text{ bata} &= 120 \cdot 4 \cdot 250 && = 120000 \text{ kg} \\
 \text{e. berat kolom} &= 13 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot 2400 && 43680 \text{ kg} \\
 \text{f. berat balok} &= 120 \cdot 0,35 \cdot 0,70 \cdot 2400 && = \underline{70560 \text{ kg}} \\
 &&& W_{71} = 403296 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

2. Beban hidup

$$\text{a. beban hidup} = 0,3 \cdot 12 \cdot 24 \cdot 250 = 21600 \text{ kg}$$

$$\text{maka berat total lantai (1 - 7)} = 403296 \text{ kg} + 21600 \text{ kg} = 424896 \text{ kg}$$

Tabel 5.1 Berat tiap lantai

Tingkat	Berat Total Tingkat (kg)
1	424896
2	424896
3	424896
4	424896
5	424896
6	424896
7	424896
8	331416
9	226704
10	226704
11	226704
Atap	142080
Jumlah	4127880

5.4 Membentuk Matriks Massa dan Matriks Kekakuan tiap Lantai Variasi II

Perhitungan matriks massa dan matriks kekakuan pada portal 3D harus ditinjau arah-X dan arah-Y. Untuk matriks massa tiap lantai dapat dihitung dengan persamaan (3.7), maka perhitungan matriks massa dapat dilihat pada Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Massa tiap lantai variasi II

Tingkat	Berat total (kg)	Massa Total(kgdet2/m)
1	424896	43312.53823
2	424896	43312.53823
3	424896	43312.53823
4	424896	43312.53823
5	424896	43312.53823
6	424896	43312.53823
7	424896	43312.53823
8	331416	33783.48624
9	226704	23109.48012
10	226704	23109.48012
11	226704	23109.48012
Atap	142080	14483.18043
	$\Sigma = 4127880$	$\Sigma = 420782.87$

Struktur gedung yang dianalisis mempunyai dua belas tingkat, sehingga matriks massa $[M]$ terdiri dari 12×12 . Massa tiap lantai pada Tabel 5.2 dapat ditulis dalam bentuk matriks massa sebagai berikut:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

Matriks massa untuk arah-X dan arah-Y sama, maka selanjutnya membentuk matriks massa $[M]$ terdiri dari 12×12 dan dapat ditulis sebagai berikut:

$$[M] = \begin{bmatrix} 43312 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 43312 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 43312 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 43312 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 43312 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 43312 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 43312 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 33783 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 23109 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 23109 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 23109 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 14483 \end{bmatrix}$$

Perhitungan matriks kekakuan pada portal n tingkat, yang berarti mempunyai n kali n derajat kebebasan. Kolom yang digunakan berdimensi $70/50$ cm, maka untuk perhitungan kekakuannya memakai persamaan (3.8). Untuk perhitungan kekakuan arah-X adalah sebagai berikut ini.

$$I_{kolom} = 1/12 \cdot 50 \cdot 70^3 = 1,429 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$K_{kolom} = (12 \cdot 2,7810^5 \cdot 1,429 \cdot 10^6) / 400^3 = 7,44810^4 \text{ kg/cm} = 7,448 \cdot 10^3 \text{ t/m.}$$

$$k_{x1} = k_{x2} = \dots = k_{x8} = 5 \cdot (7,448 \cdot 10^3) = 37,24 \cdot 10^3 \text{ t/m.}$$

$$k_{x9} = k_{x10} = k_{x11} = k_{x12} = 3 \cdot (7,448 \cdot 10^3) = 22,344 \cdot 10^3 \text{ t/m.}$$

untuk perhitungan kekakuan arah-Y adalah sebagai berikut ini.

$$k_{y1} = k_{y2} = \dots = k_{y12} = 3 \cdot (7,448 \cdot 10^3) = 22,344 \cdot 10^3 \text{ t/m.}$$

Setelah matriks massa $[M]$ dan matriks kekakuan $[K]$ terbentuk, untuk perhitungan selanjutnya diproses pada program MATLAB guna mendapatkan gaya horizontal. Langkah-langkah perhitungan gaya horizontal pada program MATLAB dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3, dan untuk proses pengerjaannya dapat dilihat pada Lampiran 2 dan Lampiran 3. Dari proses MATLAB hasil gaya horizontal untuk tiap variasi dapat dilihat pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3. Gaya horisontal tiap variasi

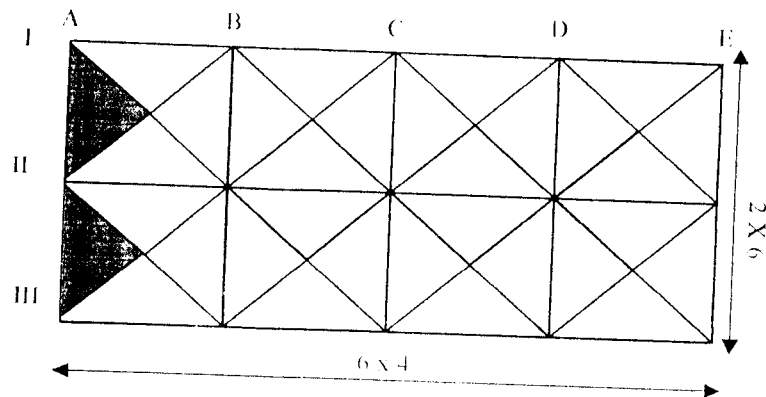
Lantai	Variasi Nol (ton)		Variasi I (ton)		Variasi II (ton)		Variasi III (ton)		Variasi IV (ton)	
	Arah-X	Arah-Y	Arah-X	Arah-Y	Arah-X	Arah-Y	Arah-X	Arah-Y	Arah-X	Arah-Y
1	0.65722	0.813967	0.77878	0.9102	0.86518	1.119367	0.82912	1.275567	0.66172	1.3021
2	1.3041	1.615133	1.54142	1.8033	1.71244	2.2124	1.63788	2.516933	1.30902	2.563667
3	1.92904	2.389133	2.27466	2.660467	2.51896	3.2547	2.40596	3.6921	1.92426	3.7489
4	2.52042	3.121533	2.96234	3.4646	3.26846	4.221967	3.11468	4.7669	1.94456	3.763033
5	3.07046	3.802767	3.59124	4.2003	3.94462	5.0899	3.74712	5.7116	1.79606	3.086867
6	3.56886	4.420033	4.14962	4.852167	4.52956	5.8402	3.34328	5.0726	2.22092	3.551267
7	4.00788	4.963767	4.62572	5.432	5.01184	6.452633	2.69402	3.820533	2.59792	3.958467
8	4.37974	5.4243	5.0107	5.858167	4.19642	5.3952	3.04232	4.115167	2.91936	4.303267
9	4.678	5.7937	5.29576	6.1918	3.11306	3.871233	3.32366	4.351367	3.17922	4.580667
10	4.89752	6.065567	4.27278	4.9937	3.29214	4.003233	3.53172	4.525467	3.37158	4.784233
11	5.03438	6.235067	3.009	3.476133	3.40516	4.086533	3.6629	4.6338	3.49296	4.911467
12	3.1738	3.930767	1.90694	2.1929	2.16134	2.5808	2.32796	2.930833	2.2186	3.109267

5.5 Perhitungan Beban Akibat Gaya Gravitasi

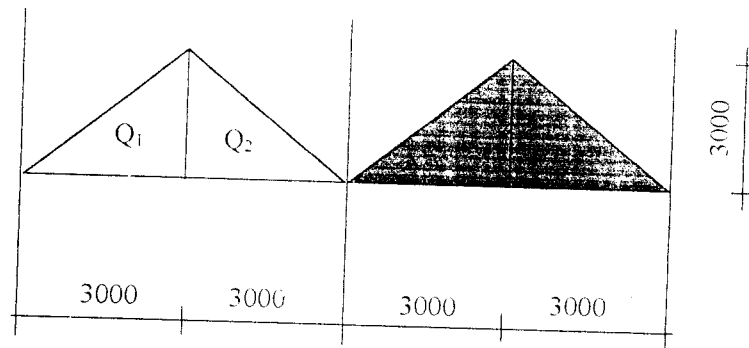
Perhitungan pembebanan ditentukan berdasarkan (Yayasan LPMB,1991) dan (Yayasan LPMB,1991). Pembagian pembebanan pada setiap portal menggunakan metode amplop sehingga perhitungan pembebanan untuk masing-masing portal dapat dilihat pada penyelesaian berikut ini.

5.5.1 Beban merata ekuivalen untuk portal arah-Y

a. Portal as - A



Gambar 5.4 Pembagian beban merata portal as-A



Gambar 5.5 Perhitungan beban merata ekuivalen portal as-A

Pada Gambar 5.4 dan Gambar 5.5 dapat dihitung beban merata ekuivalen portal as-A sebagai berikut ini.

$$Q_1 = 1/2 \cdot 3 \cdot 3 \cdot q = 4,5q$$

$$R = Q_1 = 4,5q$$

$$M = R \cdot 1/2 \cdot l - Q \cdot 1/3 \cdot 3$$

$$= 4,5q \cdot 1/2 \cdot 6 - 4,5q \cdot 1/3 \cdot 3$$

$$= 9q$$

$$W = 8ML^2 = 8 \cdot 9q/6^2 = 2q$$

1. Beban gravitasi pada balok atap as - A - as - E

a. beban mati tiap m²

1. plat = $2 \cdot 1 \cdot 0,12 \cdot 2400 = 576 \text{ kg/m}^2$

2. plafon = $2 \cdot 1 \cdot 18 = 36 \text{ kg/m}^2$

3. balok arah y = $0,35 \cdot 0,700 \cdot 2400 = 588 \text{ kg/m}^2$

$$W_D = 1200 \text{ kg/m}^2$$

b. beban hidup tiap m² as - A - as - E

1. beban hidup atap = 100 kg/m²

2. koefisien reduksi = 0,75

3. beban hidup ekivalen, $W_L = 2 \cdot 0,75 \cdot 100 \cdot 1 = 510 \text{ kg/m}^2$

2. Beban gravitasi pada balok lantai I - II as - A - lantai I - 7 pada as - E

a. beban mati tiap m²

1. plat = $2 \cdot 1 \cdot 0,14 \cdot 2400 = 672 \text{ kg/m}^2$

2. plafon = $2 \cdot 1 \cdot 18 = 36 \text{ kg/m}^2$

3. spesi = $2 \cdot 1 \cdot 0,02 \cdot 2100 = 84 \text{ kg/m}^2$

4. pasir = $2 \cdot 1 \cdot 0,03 \cdot 1600 = 96 \text{ kg/m}^2$

5. tegel = $2 \cdot 1 \cdot 0,02 \cdot 2400 = 96 \text{ kg/m}^2$

6. balok arah Y = $0,35 \cdot 0,70 \cdot 2400 = 588 \text{ kg/m}^2$

7. dinding = $2 \cdot 250 = 500 \text{ kg/m}^2$

$$W_D = 2072 \text{ kg/m}^2$$

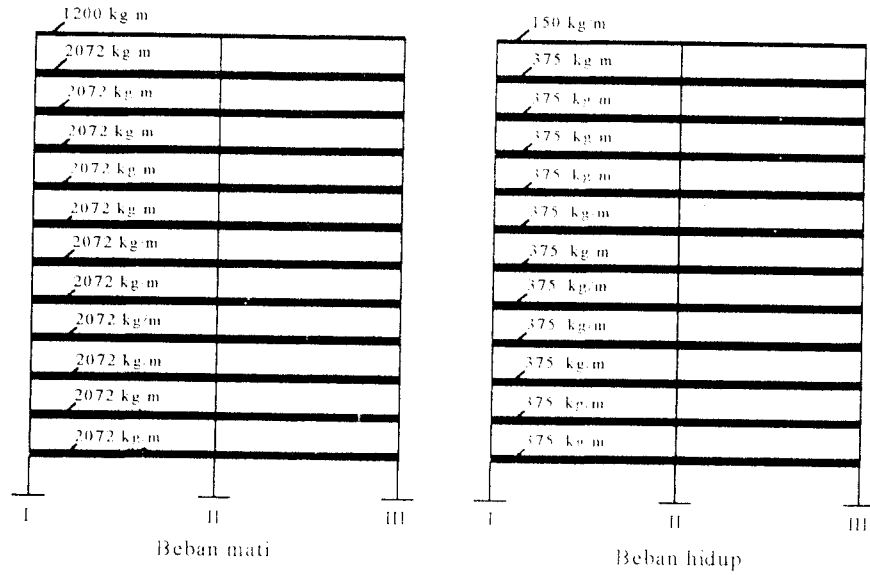
b. beban hidup tiap m² as - A - lantai I - 7 as - E

1. beban hidup lantai = 250 kg/m²

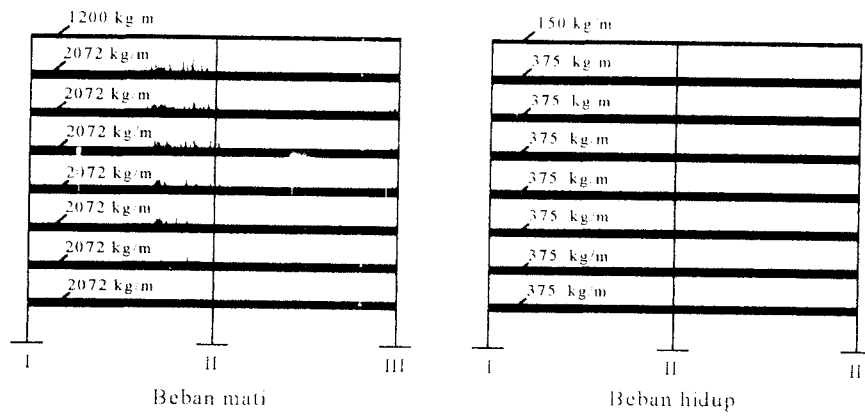
2. koefisien reduksi = 0,75

3. beban hidup ekivalen = $2 \cdot 0,75 \cdot 250 = 375 \text{ kg/m}$

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup tiap lantai untuk portal as-A dapat dilihat pada Gambar 5.6, sedangkan untuk portal as-E dapat dilihat pada Gambar 5.7

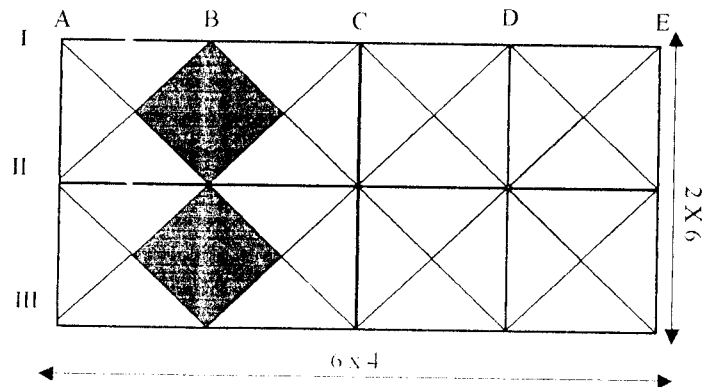


Gambar 5.6 Beban mati dan beban hidup portal as-A



Gambar 5.7 Beban mati dan beban hidup portal as-E

b. Portal as – B



Gambar 5.8 Pembagian pembebanan pada portal as-B

Pada Gambar 5.8 dapat dilihat luas lantai portal as-B dua kali luas lantai portal as-A sehingga $q_{eq} = 2 \times 2q = 4q$

1. Beban gravitasi pada balok atap as – B – as – D

a. Beban mati tiap m

1. plat	$= 4 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 2400$	$= 1152 \text{ kg/m}$
2. plafon	$= 4 \cdot 1,18$	$= 72 \text{ kg/m}$
3. balok	$= 0,35 \cdot 0,75 \cdot 2400$	$= 588 \text{ kg/m}$

$$W_D = 1812 \text{ kg/m}$$

b. beban hidup tiap m as – B = as – D

1. beban hidup atap	100 kg/m^2	
2. koefisien reduksi	$= 0,75$	
3. beban hidup ekuivalen, W_L	$= 4 \cdot 0,75 \cdot 100$	$= 300 \text{ kg/m}$

2. Beban gravitasi pada balok lantai I – II as – B = lantai I – 7 as – D

a. beban mati tiap m

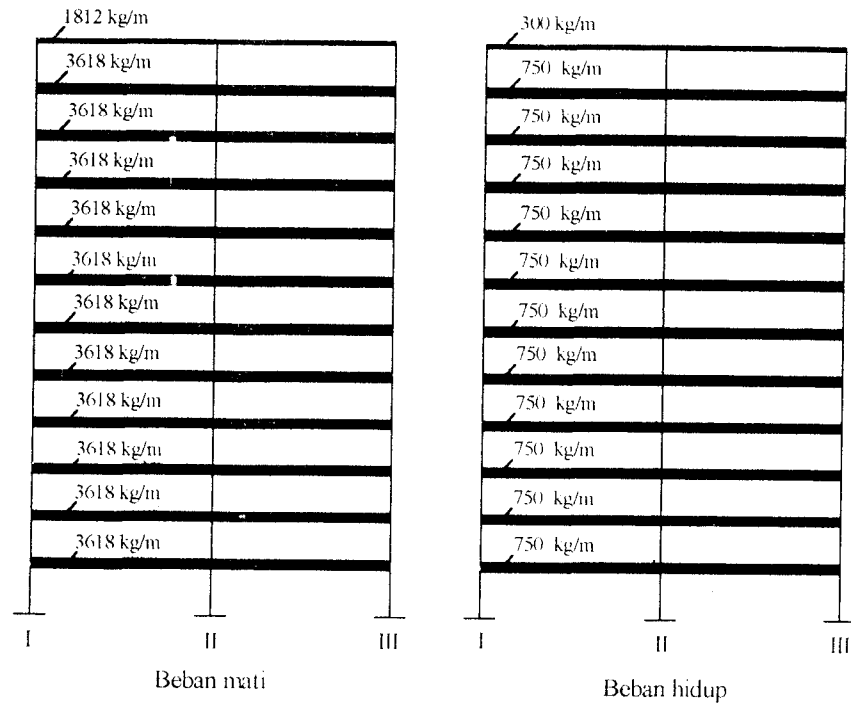
1. plat	$4 \cdot 1,0 \cdot 14 \cdot 2400$	1344 kg/m
---------	-----------------------------------	---------------------

2. plafon	= 4. 1. 18	= 72 kg/m
3. spesi	= 4. 1. 0,02. 2100	= 168 kg/m
4. pasir	= 4. 1. 0,03. 1600	= 192 kg/m
5. tegel	= 4. 1. 0,02. 2400	= 192 kg/m
6. balok arah – y	= 0,35. 0,700. 2400	= 630 kg/m
7. dinding	= 4. 250	= 1000 kg/m
		<hr/>
		$W_D = 3618 \text{ kg/m}$

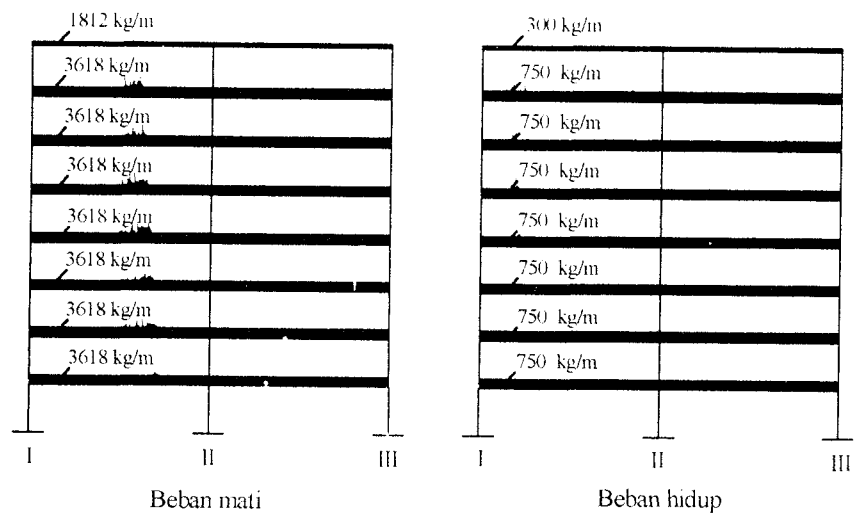
b. beban hidup tiap m²

1. beban hidup lantai	250 kg/m ²	
2. koefisien reduksi	0,75	
3. beban hidup ekuivalen	4. 0,75. 250	750 kg/m

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup tiap lantai untuk portal as-B dapat dilihat pada Gambar 5.9, sedangkan untuk portal as-D dapat dilihat pada Gambar 5.10.

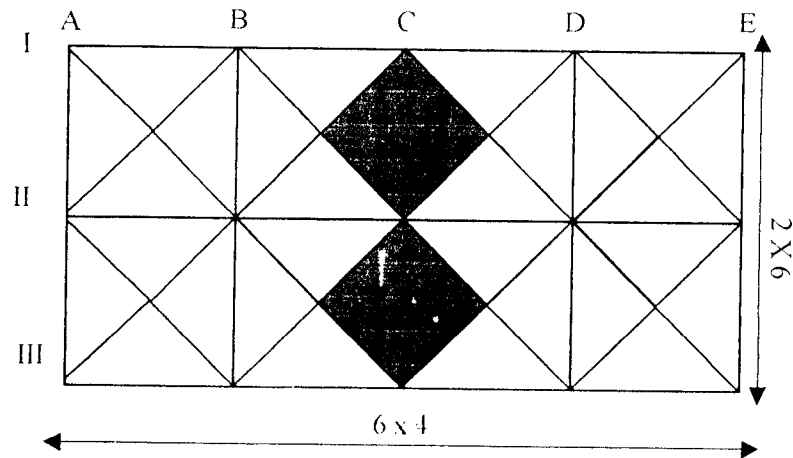


Gambar 5.9 Beban mati dan beban hidup portal as-B



Gambar 5.10 Beban mati dan beban hidup portal as-D

c. Portal as – C



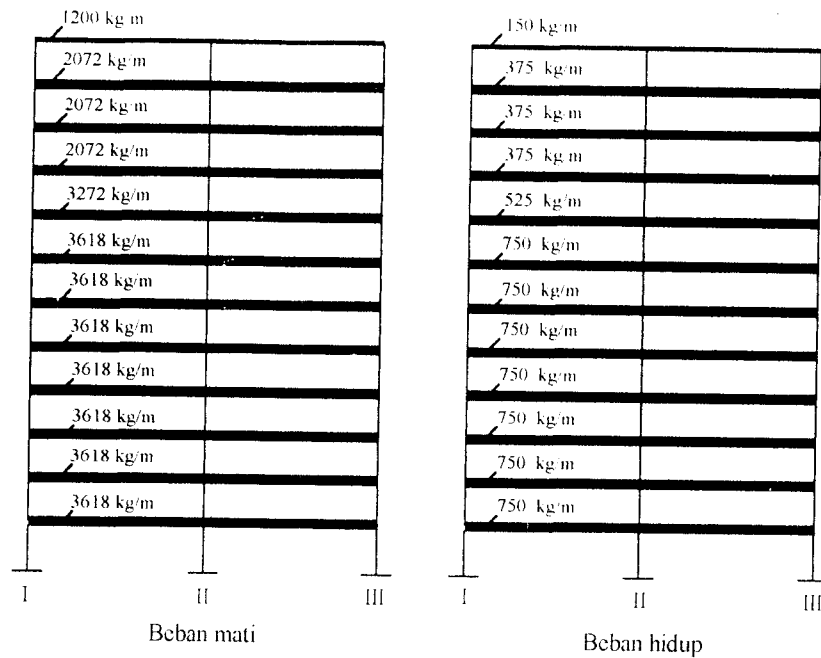
Gambar 5.11 Peribagian beban merata pada portal as-C

1. beban gravitasi pada lantai atap as – C = as – A
 - a. beban mati tiap m' $W_D = 1200 \text{ kg/m}$
 - b. beban hidup tiap m' $W_L = 150 \text{ kg/m}$
2. beban gravitasi pada lantai 9 – 11 as – C = as – A
 - a. beban mati $W_D = 2072 \text{ kg/m}$
 - b. beban hidup $W_L = 375 \text{ kg/m}$
3. beban gravitasi pada lantai 8
 - a. beban mati tiap m' = beban mati tiap lantai + beban mati atap
 $= 2072 \text{ kg/m} + 1200 \text{ kg/m}$
 $= 3272 \text{ kg/m}$
 - b. beban hidup tiap m' = beban hidup tiap lantai + beban hidup atap
 $= 375 \text{ kg/m} + 150 \text{ kg/m}$
 $= 525 \text{ kg/m}$
4. beban gravitasi pada lantai 1 – 7 as – C = as – B

a. beban mati tiap lantai = 3618 kg/m

c. beban hidup tiap lantai = 750 kg/m

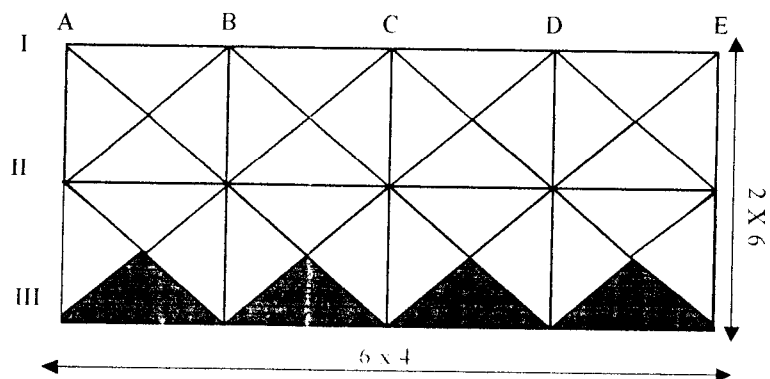
Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup tiap lantai untuk portal as-C dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.12 Beban mati dan beban hidup portal as-C

5.5.2 Beban merata ekuivalen untuk portal arah - X

a. Portal as - III

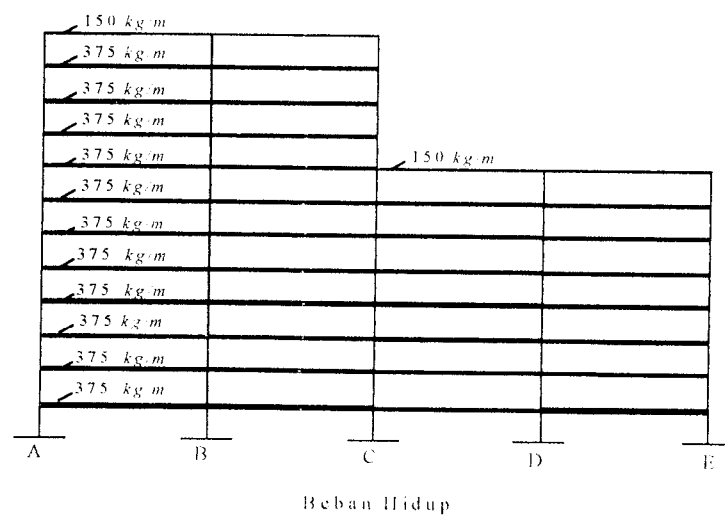
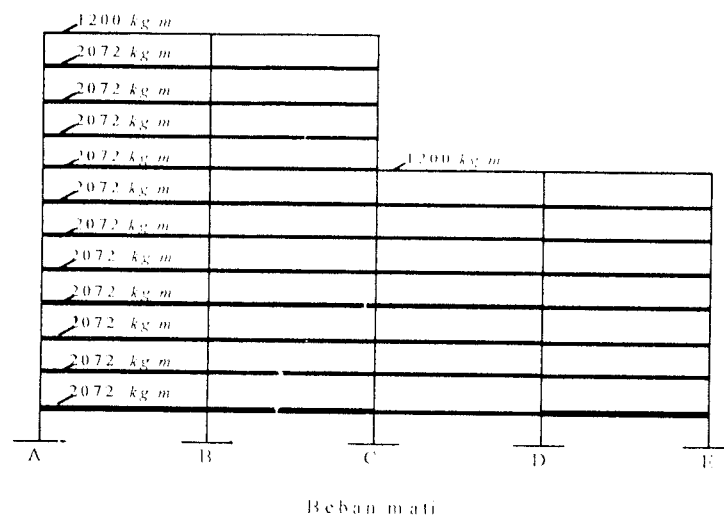


Gambar 5.13 pembagian beban merata pada portal as - III

1. Beban gravitasi pada balok atap as - III = as - I = as - A

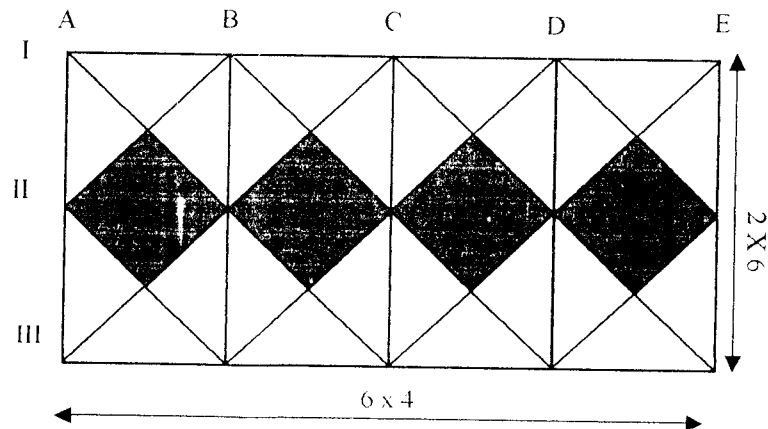
- a. beban mati tiap m $W_D = 1200 \text{ kg/m}$
- b. beban hidup tiap m $W_L = 150 \text{ kg/m}$
2. beban gravitasi pada balok lantai as – III = as – I = as – A
- a. beban mati tiap m $W_D = 2072 \text{ kg/m}$
- b. beban hidup tiap m $W_L = 375 \text{ kg/m}$

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup tiap lantai untuk portal as-III dan portal as-I dapat dilihat pada Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Beban mati dan beban hidup pada portal as-I & as-III

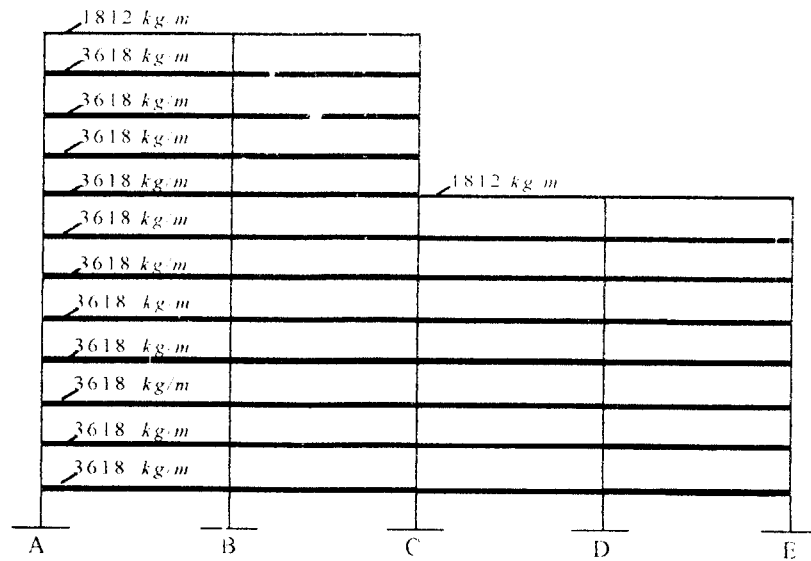
- b. Portal as – II



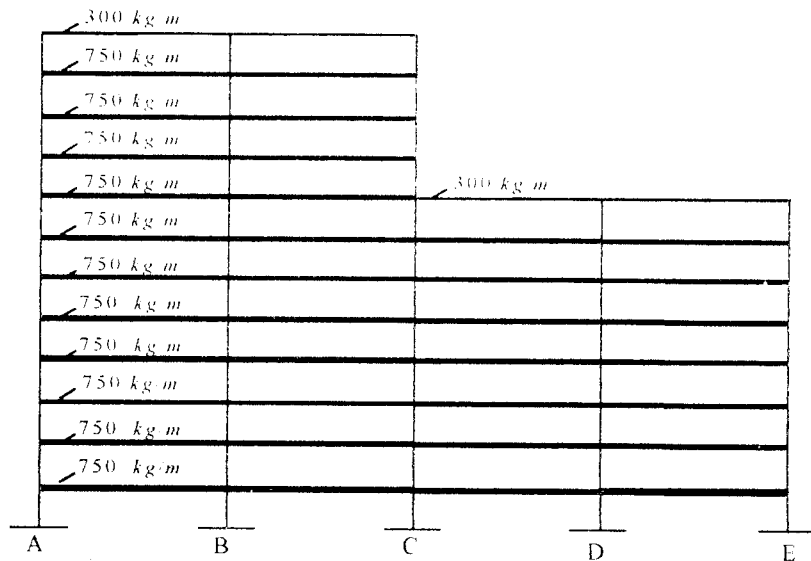
Gambar 5.15 Pembagian beban merata pada portal as-II

1. Beban gravitasi pada lantai atap as II as B
 - a. beban mati tiap m $W_D = 1812 \text{ kg/m}$
 - b. beban hidup tiap m $W_L = 300 \text{ kg/m}$
2. beban gravitasi pada lantai as II as B
 - a. beban mati tiap m $W_D = 3618 \text{ kg/m}$
 - b. beban hidup tiap m $W_L = 750 \text{ kg/m}$

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup tiap lantai untuk portal as-II dapat dilihat pada Gambar 5.16.



Beban mati



Beban Hidup

Gambar 5.16 Beban mati dan beban hidup pada portal as-II

5.6. Proses dan Hasil SAP'90

Setelah beban gravitasi dan gaya horizontal didapat selanjutnya diproses dalam program SAP'90, maka akan diperoleh simpangan relatif, gaya geser, momen torsi, dan momen lentur. Langkah-langkah pengerjaan program SAP'90 dapat dilihat pada

Gambar 4.4, dan untuk proses pengerjaannya dapat dilihat pada Lampiran 4. Hasil proses program SAP⁹⁰ berupa simpangan arah-X dan arah-Y dapat dilihat pada Lampiran 6 dan Lampiran 7 serta ditunjukkan pada Tabel 5.4a, dan Tabel 5.4b.

Tabel 5.4a Simpangan relatif dinding geser arah – X

Lantai	variasi nol (cm)	variasi I (cm)	variasi II (cm)	variasi III (cm)	variasi IV (cm)
1	0.353	0.338	0.352	0.346	0.221
2	0.893	0.847	0.876	0.8544	0.6131
3	1.444	1.36	1.396	1.351	1.05
4	1.976	1.846	1.879	1.8033	1.5139
5	2.476	2.292	2.31	2.1938	2.1491
6	2.935	2.689	2.676	2.5435	2.803
7	3.345	3.027	2.968	3.04	3.3914
8	3.699	3.299	3.202	3.5682	3.8934
9	3.991	3.499	3.524	4.0277	4.2965
10	4.216	3.639	3.847	4.3972	4.5896
11	4.371	3.819	4.09	4.672	4.7612
12	4.464	3.99	4.276	4.864	4.8046

Tabel 5.4b Simpangan relatif dinding geser arah - Y

Lantai	variasi nol (cm)	variasi I (cm)	variasi II (cm)	variasi III (cm)	variasi IV (cm)
1	0.0793	0.0816	0.0764	0.086	0.0516
2	0.2465	0.252	0.2349	0.2854	0.1693
3	0.4718	0.479	0.445	0.563	0.3322
4	0.733	0.741	0.686	0.8919	0.5234
5	1.014	1.012	0.9396	1.2496	0.7294
6	1.302	1.298	1.1942	1.6187	0.9398
7	1.587	1.572	1.441	1.9867	1.1464
8	1.863	1.831	1.6749	2.345	1.3435
9	2.125	2.074	1.8937	2.6908	1.5277
10	2.37	2.299	2.097	3.0201	1.6981
11	2.602	2.508	2.288	3.335	1.8561
12	2.821	2.706	2.4699	3.64	2.005

Hasil proses program SAP'90 berupa momen torsi, momen lentur, dan gaya geser dapat dilihat pada Lampiran 5 serta ditunjukkan pada Tabel 5.5, Tabel 5.6, dan Tabel 5.7.

Tabel 5.5 Momen torsi pada dinding geser

Tingkat	variasi nol (kg-m)	variasi I (kg-m)	variasi II (kg-m)	variasi III (kg-m)	variasi IV (kg-m)
1	13.985	127.13	-191.848	-536.23	-1178.26
2	15.687	179.092	-263.206	-690.28	-1445.53
3	22.146	185.398	-265.148	-675.74	-1513.85
4	21.161	166.654	-261.027	-545.8	-1519.75
5	15.314	134.215	-254.708	-343.84	-1555.602
6	8.252	95.423	-235.55	-102.69	-1497.506
7	1.751	55.809	-191.046	82.39	-1353.531
8	-3.276	21.128	-135.92	219.62	-1152.18
9	-5.832	-2.376	-165.198	242.75	-913.084
10	-4.043	-31.544	-100.769	213.05	-648.274
11	-2.555	-123.186	-27.656	154.99	-371.681
12	-14.935	-54.93	32.105	76.07	-118.088

Tabel 5.6 Momen lentur pada dinding geser

Tingkat	variasi nol (kg-m)	variasi I (kg-m)	variasi II (kg-m)	variasi III (kg-m)	variasi IV (kg-m)
1	-933163	-955901	-891930	-1.08E+06	-638454
2	-678484	-686442	-635992	-821239.9	-484615.6
3	-484313	-479882	-439214	-591753.9	-342753.4
4	-335606	-321086	-288036	-396493.86	-223813.3
5	-219492	-197158	-170906	-236400.12	-127662
6	-127794	-100102	-80802.1	-111496	-52010.91
7	-55535.2	-25238.3	-13754.8	-21070.356	6235.071
8	-184.731	29609.25	31967.76	39505.695	47599.901
9	38892.46	64740.05	56500.63	76557.93	72166.992
10	60773	79074.24	63505.8	90390.596	79882.686
11	63241.6	70692.99	57651.48	81262.138	70488.018
12	42332.9	41485.08	35952.06	51258.584	44191.622

Tabel 5.7 Gaya geser pada dinding geser

Tingkat	variasi nol (kg-m)	variasi I (kg-m)	variasi II (kg-m)	variasi III (kg-m)	variasi IV (kg-m)
1	81714.89	86101.52	81536.5	67860.591	41620.131
2	76498.54	80500.19	76122.22	63475.381	40484.571
3	70359.21	73692.65	69325.63	56577.059	36105.072
4	64036.17	66472.47	61972.63	48718.271	31238.554
5	57414.94	51747.5	54026.43	40287.539	26541.872
6	50429.98	50496.41	45536.02	31618.039	22310.639
7	43021.73	41720.91	36576.8	23842.632	17976.849
8	35168.18	32485.64	27337.15	17492.536	13510.675
9	26899.43	22934.27	19225.56	11158.488	8954.241
10	18309.89	13378.79	12752.89	4913.957	4317.28
11	9705.619	5537.474	6484.674	-576.081	-108.669
12	468	-908.779	-197.659	-6814.102	-5375.548

BAB VI

DESAIN DINDING GESER

Perhitungan dimensi dinding geser pada bangunan yang ditinjau terdiri dari dua yaitu dinding geser pada sisi kiri dan dinding geser pada sisi kanan yang mempunyai gaya-gaya dalam berbeda. Gaya-gaya dalam yang diambil berdasarkan hasil analisis struktur memakai program SAP'90.

6.1 Desain Dinding Geser Kiri

Anggapan terbaik yang dapat dilakukan terhadap dinding geser untuk menghindari bahaya tekuk adalah memperlakukannya sebagai kolom. Batasan tebal dinding geser (b_w) dapat dihitung dengan persamaan (3.46), (3.47), dan (3.48).

$$b \geq b_w = b \geq 300 \text{ mm}$$

$$b \geq b_c = b \geq 310 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{h_1}{16} = b \geq \frac{4000}{16} = 250 \text{ mm}$$

b diambil 400 mm

Untuk menjamin bahwa dinding geser tetap berperilaku geser, perbandingan antara tinggi total bangunan dan lebar dinding geser dapat diambil 8 ($h_w / l_w = 8$). Dari Gambar 3.9.a, dengan anggapan perencanaan daktilitas penuh ($\mu_v = 4$) didapat rasio daktilitas (μ_o) = 11.

Gaya geser pada dinding geser sering kali mencapai keadaan kritis khususnya apabila hanya dipakai tulangan yang terdistribusi secara seragam, sehingga harus diketahui batasan tebal dinding geser kritis (b_c) dengan memakai persamaan (3.49).

$$b_c = 0,017 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu_o} = 0,017 \cdot l_w \cdot \sqrt{11} = 0,057 l_w$$

sehingga,

$$b_c / l_w = 0,057$$

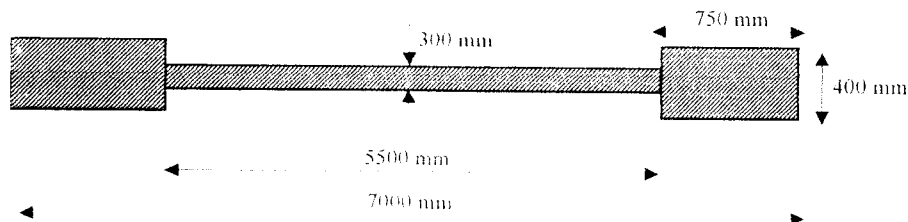
Dari Gambar 3.9b untuk nilai $b_c / l_w = 0,057$ dengan perencanaan daktilitas penuh ($\mu_\Delta = 4$), maka didapat nilai $h_w / l_w = 7,5$, sehingga lebar dinding geser (l_w) $= 48 / 7,5 = 6,4$ m diambil $l_w = 7000$ mm dan $b_c = 0,057 \cdot 7000 = 399$ mm.

$$b_l \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10 \cdot b} = b_l \geq \frac{399 \cdot 7000}{10 \cdot 400} = 698,625 \text{ mm}$$

$$b_l \geq \frac{b_c^2}{b} = b_l \geq \frac{399^2}{400} = 398 \text{ mm}$$

$$b_l \geq \frac{h_l}{16} = b_l \geq \frac{4000}{16} = 250 \text{ mm}$$

b_l diambil 750 mm



Gambar 6.1 Dimensi dinding geser kiri

Titik berat dinding geser $= l_w / 2 = 7000 / 2 = 3500$ mm

Dari hasil analisis struktur program SAP'90 diperoleh $P_u = 1254200$ kg $= 12542$ kN dan $M_u = 891930$ kg-m $= 8919,3$ kNm

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{12542}{0,8} = 15677,5 \text{ kN}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{8919,3}{0,8} = 11149,125 \text{ kNm}$$

6.1.1 Penulangan Lentur

Tulangan lentur berfungsi menahan tegangan tarik yang terjadi akibat momen lentur. Tulangan lentur terdapat pada bagian kolom dinding geser.

a. Daerah II (pada badan dinding geser)

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

$$\rho_{\min} = 0,7/f_y = 0,7/400 = 0,0018$$

diambil yang terbesar, $\rho_{\min} = 0,0025$

$$A_s = 0,0025 \cdot 300 \cdot 5500 = 4125 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan maksimum

$$D_{\max} < \frac{b_w}{10} < \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

dicoba tulangan D_{12} (dipakai 2 lapis tulangan)

$$\text{Jarak antar tulangan} = \frac{2 \cdot 113}{0,0025 \cdot 300} = 301,33 \text{ mm}$$

dipakai jarak antar tulangan = 300 mm

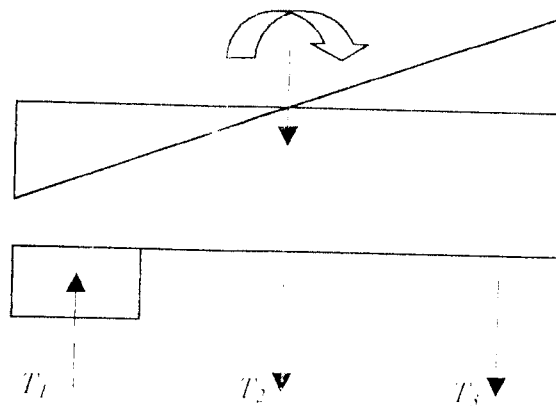
$$n = \frac{5500}{300} = 18,33$$

dipakai tulangan 20- D_{12}

$$A_{s \text{ aktual}} = 2 \cdot 20 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 12^2 = 4523,89 \text{ mm}^2 > 4125 \text{ mm}^2$$

Dengan menganggap tulangannya telah leleh maka besarnya gaya aksial yang bekerja, $T_2 = A_{s \text{ aktual}} \cdot f_y = 4523,89 \cdot 400 = 1809557,368 \text{ N} = 1809,557 \text{ kN}$

b. Daerah I (daerah ujung)



1. Diameter tulangan maksimum

$$D_{max} < b_f/10 < 750/10 = 75 \text{ mm}$$

$$A_{v1 \min} = 0,001 \times b_w \times l_w = 0,001 \times 300 \times 7000 = 2100 \text{ mm}^2$$

$$A_{v \max} = 0,06 \times \text{luas daerah ujung}$$

$$= 0,06 \times 750 \times 400 = 18000 \text{ mm}^2$$

Statis momen terhadap T_1

$$15677,5(3,5-0,35)+1809,556(3,5-0,35)+T_3(7-0,75)-11149,125 = 0$$

$$T_3 = 6533,48 \text{ kN}$$

$$A_{S_3} = T_3/f_y = 6533,48 \cdot 10^3 / 400 = 16333,7 \text{ mm}^2$$

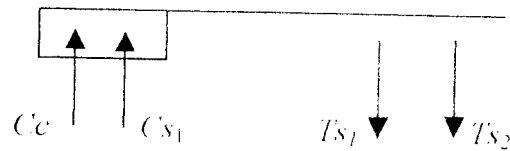
Dipakai diameter 29 mm < 75 mm

$$26.660 = 17160 \text{ mm}^2 > A_{S_3} = 16333,7 \text{ mm}^2$$

jarak antara tulangan 108 mm

6.1.2 Kapasitas Lentur Dinding Geser

a. Desak daerah I



Dengan cara coba-coba garis netral dinding geser dari tulangan yang terpasang dapat ditentukan, sehingga gaya desak dikurangi gaya tarik akan kira-kira sama dengan P_n . Kemudian momen yang didapat berdasarkan tulangan tampang dapat ditentukan.

Dicoba $c = 0,3 \cdot 7000 = 2100$ mm

Dengan menganggap seluruh tulangan D_{12} leleh, maka tulangan D_{12} memberikan

sumbangan gaya sebesar $\frac{2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 12^2 \cdot 400}{300} = 301,593$ N/mm

Desak : $C_c = 0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 2100 \cdot 400 = 18207$ kN

$C_{s1} = 26 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 29^2 \cdot 400 = 6869,40$ kN

$C_{total} = 25076,4$ kN

Tarik : $T_{s1} = 26 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 29^2 \cdot 400 = 6869,40$ kN

$T_{s2} = (7000 - 700 - 2100) \cdot 301,593 = 1266,69$ kN

$T_{total} = 8136,09$ kN

$C - T = 25076,4 - 8136,09 = 16940,31$ kN $> P_n = 15677,5$ kN

$\sum Mn = 18207 \cdot (3,5 - 0,75 \cdot 0,85 \cdot 2,1) = 39349,878$ kNm $> Mn = 11149,125$ kNm

b. Desak Daerah III

Karena bentuk dinding geser dan tulangan yang digunakan pada dinding geser simetris, maka perhitungan untuk desak pada daerah III sama dengan desak daerah I.

6.1.3 Perencanaan Geser

Perencanaan geser pada struktur terlentur didasarkan pada anggapan beton menahan sebagian gaya geser sedangkan diatas kemampuan beton ditahan oleh baja tulangan geser. Untuk menjamin agar dinding geser memiliki kuat geser yang cukup sepanjang tinggi dinding, maka bidang geser perlu akibat gempa sepanjang tinggi dinding geser harus dimodifikasi, sehingga berjalan linier dari $V_{u,d maks}$ pada dasar sampai $0,5 V_{u,d maks}$ pada puncak dinding geser.

$$V_u = V_{wall} = \omega_v \cdot \phi_v \cdot V_f$$

$$\omega_v = 1,3 + \frac{12}{30} = 1,7$$

$$V_u = V_{wall} = 1,7 \cdot 1,4 \cdot 815,36 = 1940,559 \text{ kN}$$

$$V_i = \frac{V_{wall}}{b_w \cdot d} = \frac{1940,559}{300 \cdot 0,85 \cdot 7000} = 1,16 \text{ MPa}$$

Tetapi tidak lebih besar dari:

$$V_{i maks} = \left(\frac{0,22 \cdot 1,4}{4} + 0,03 \right) \cdot 35 = 3,745 \text{ MPa} < 0,16 \cdot f_c' = 5,6 \text{ MPa}$$

Kontribusi beton didalam dinding geser sebesar :

$$V_c = 0,6 \cdot \sqrt{\frac{P_n}{A_g}} = 0,6 \cdot \sqrt{\frac{15677,5 \cdot 10^3}{225 \cdot 10^4}} = 1,5838 \text{ MPa}$$

Digunakan sengkang $2D_{12}$, $A_v = 226,19 \text{ mm}^2$

$$V_s = v_i - v_c = 3,745 - 1,5838 = 2,16 \text{ MPa}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{v_s \cdot b_w}{f_y}$$

$$s = \frac{Av \cdot f_y}{v_s \cdot b_w} = \frac{226,19 \cdot 400}{2,16 \cdot 300} = 139,623 \text{ mm}^2$$

dipakai $D_{12} = 130$ untuk tulangan geser horisontal.

Kontrol efek tekuk pada tulangan daerah II :

$$\begin{aligned} \rho_e &= \frac{\sum Ab}{b \cdot s_v} < \frac{2}{f_y} \\ &= \frac{2.113,09}{300 \cdot 300} = 0,0025 < \frac{2}{f_y} = 0,0667 \end{aligned}$$

sehingga tulangan pada daerah II tidak perlu dikekang

Pengekangan tulangan daerah I dan III

Jarak sengkang tertutup

$$Sh \leq 6 \cdot db = 6 \cdot 29 = 174 \text{ mm}$$

$$Sh \leq 0,5 b_l = 0,5 \cdot 750 = 375 \text{ mm}$$

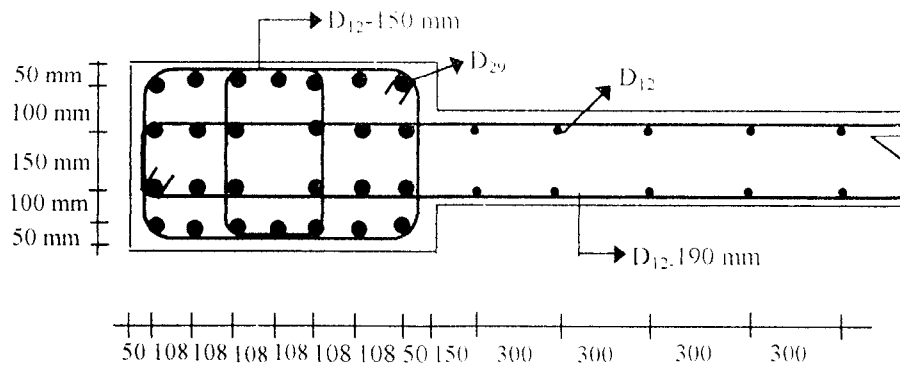
$$Sh \leq 150 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang tertutup $D_{12} = 150 \text{ mm}$

$$s_v = \frac{750 - 2 \cdot 50 - 7 \cdot 29 - 2 \cdot 12}{2} = 423 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_e &= \frac{\sum Ab}{b \cdot s_v} < \frac{2}{f_y} \\ &= \frac{2.661}{400 \cdot 423} = 0,0078 < \frac{2}{f_y} = 0,0667 \end{aligned}$$

sehingga tulangan pada daerah I dan III tidak perlu dikekang, tetapi untuk keamanan sebaiknya dikekang dengan sengkang tertutup.



Gambar 6.2 Penempatan tulangan *boundary elements* dan tulangan lentur

6.2 Desain Dinding Geser Kanan

Perencanaan dinding geser kanan secara umum sama dengan perencanaan dinding geser kiri. Tinggi dinding geser kanan kurang dari dinding geser kiri, sehingga akan menghasilkan gaya dalam dan dimensi yang berbeda. Batasan tebal dinding geser (b_w) dapat dihitung dengan persamaan (3.46), (3.47), dan (3.48).

$$b \geq b_w = b \geq 300 \text{ mm}$$

$$b \geq b_c = b \geq 310 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{h_l}{16} = b \geq \frac{4000}{16} = 250 \text{ mm}$$

b diambil 350 mm

Untuk batasan tebal dinding geser kritis (b_c) yang nilainya dihitung dengan persamaan (3.49).

$$b_c = 0,017 \cdot l_w \cdot \sqrt{\mu_o} = 0,017 \cdot l_w \cdot \sqrt{11} = 0,057 l_w$$

sehingga,

$$b_c / l_w = 0,057$$

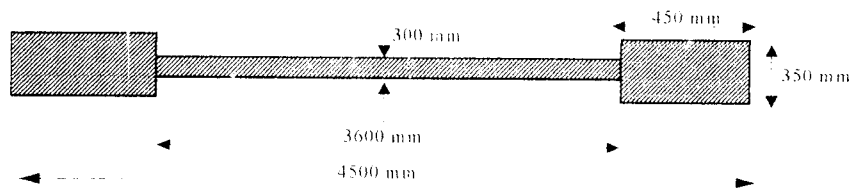
Dari gambar 3.9b untuk nilai $b_c/l_w = 0,057$ dengan perencanaan daktilitas penuh ($\mu_A = 4$), maka didapat nilai $h_w/l_w = 7,5$, sehingga lebar dinding geser (l_w) $= 32/7,5 = 4,277$ m diambil $l_w = 4500$ mm dan $b_c = 0,057 \cdot 4500 = 256,5$ mm.

$$b_l \geq \frac{b_c \cdot l_w}{10 \cdot b} = b_l \geq \frac{256,5 \cdot 4500}{10 \cdot 350} = 329,786 \text{ mm}$$

$$b_l \geq \frac{b_c^2}{b} = b_l \geq \frac{256,5^2}{350} = 187,978 \text{ mm}$$

$$b_l \geq \frac{h_l}{16} \quad b_l \geq \frac{4000}{16} = 250 \text{ mm}$$

b_l diambil 450 mm



Gambar 6.3 Dimensi dinding geser kanan

Titik berat dinding geser $= l_w/2 = 5000/2 = 2500$ mm

Dari hasil analisis struktur dengan bantuan SAP'90 didapat $P_u = 721026,938$

kg $= 7210,26$ kN dan $M_u = 416040,216$ kgm $= 4160,40$ kNm

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{7210,26}{0,8} = 9012,836 \text{ kN}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4160,40}{0,8} = 5200,5 \text{ kNm}$$

6.2.1 Penulangan Lentur

a. Daerah II (pada badan dinding geser)

$$\rho_{\min} = 0,0025$$

$$\rho_{\min} = 0,7/f_y = 0,7/400 = 0,0018$$

diambil yang terbesar, $\rho_{\min} = 0,0025$

$$A_s = 0,0025 \cdot 300 \cdot 3600 = 2700 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan maksimum

$$D_{\max} < \frac{b_w}{10} < \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

dicoba tulangan D_{12} (dipakai 2 lapis tulangan)

$$\text{Jarak antar tulangan} = \frac{2 \cdot 113}{0,0025 \cdot 300} = 301,33 \text{ mm}$$

dipakai jarak antar tulangan = 300 mm

$$n = \frac{3600}{300} = 12$$

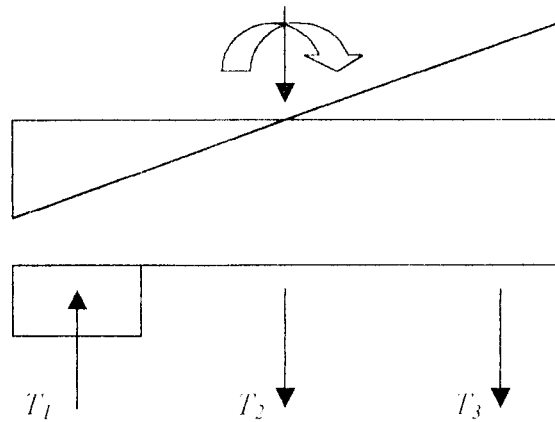
dipakai tulangan 12- D_{12}

$$A_s_{\text{aktual}} = 2 \cdot 12 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 12^2 = 2714,336 \text{ mm}^2 > 2700 \text{ mm}^2$$

Dengan menganggap tulangannya telah leleh maka besarnya gaya aksial yang

$$\text{bekerja, } T_2 = A_s_{\text{aktual}} \cdot f_y = 2714,336 \cdot 400 = 1085734,421 \text{ N} = 1085,734 \text{ kN}$$

b. Daerah I (daerah ujung)



1. Diameter tulangan maksimum

$$D_{max} < b_f/10 < 450/10 = 45 \text{ mm}$$

$$A_{v_{min}} = 0,001 \times b_w \times l_w = 0,001 \times 300 \times 4500 = 1350 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{max}} = 0,06 \times \text{luas daerah ujung}$$

$$= 0,06 \times 450 \times 350 = 9450 \text{ mm}^2$$

Statis momen terhadap T_1

$$9012,836(2,25-0,225) + 1085,734(2,25-0,225) + T_3(4,5-0,45) - 5200,5 = 0$$

$$T_3 = 3223,47 \text{ kN}$$

$$A_{S_3} = T_3/f_y = 3223,47 \cdot 10^3 / 400 = 8058,67 \text{ mm}^2$$

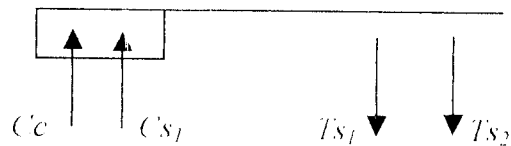
Dipakai diameter 25 mm < 45 mm

$$18.6490 = 8835,73 \text{ mm}^2 > A_{S_3} = 8058,67 \text{ mm}^2$$

dipakai jarak antar tulangan = 87 mm

6.2.2 Kapasitas Lentur Dinding Geser

a. Desak daerah I



Dengan cara coba-coba garis netral dinding geser dari tulangan yang terpasang dapat ditentukan, sehingga gaya desak dikurangi gaya tarik akan kira-kira sama dengan P_n . Kemudian momen yang diperoleh berdasarkan tulangan tumpang dapat ditentukan.

Dicoba $c = 0,3.4500 = 1350$ mm

Dengan menganggap seluruh tulangan D_{12} leleh, maka tulangan D_{12} memberikan

sumbangan gaya sebesar $\frac{2.0.25.\pi.12^2.400}{300} = 301,593$ N/mm

Desak : $C_c = 0,85.30.0,85.1350.350 = 11704,5$ kN

$C_{s1} = 18.0,25.\pi.25^2.400 = 3534,29$ kN

$C_{total} = 15238,79$ kN

Tarik : $T_{s1} = 18.0,25.\pi.25^2.400 = 3534,29$ kN

$T_{s2} = (4500-450-1350).301,593 = 814,301$ kN

$T_{total} = 4348,59$ kN

$C-T = 15238,79 - 4348,59 = 10890,198$ kN $> P_n = 9012,836$ kN

$\Delta = \frac{(10890,2 - 9012,83)}{0,85.35.300} = 0,21$ mm

Daerah desak harus dikurangi sebesar 0,21 mm

$$c = 1350 - \frac{0,21}{0,85} = 1349,753 \text{ mm}$$

$$\text{Desak : } C_c = 0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 1349,753 \cdot 400 = 13642,75 \text{ kN}$$

$$C_{s1} = 18 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 400 = 3534,2917 \text{ kN}$$

$$C \text{ total} = 17187,04 \text{ kN}$$

$$\text{Tarik : } T_{s1} = 18 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot 400 = 3534,2917 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = (4500 - 450 - 1349,75) \cdot 301,593 = 814,376 \text{ kN}$$

$$T \text{ total} = 4348,672 \text{ kN}$$

$$C - T = 17187,04 - 4348,672 = 12838,36 \text{ kN} > P_n = 9012,836 \text{ kN}$$

$$\sum M_n = 13642,75 (2,25 - 0,45 \cdot 0,85 \cdot 1,3497) = 23670,5 \text{ kNm}$$

$$3534,2917 (2,25 - 0,45 \cdot 0,5) = 7156,94 \text{ kNm}$$

$$3534,2917 (4,5 - 2,25 - 0,45 \cdot 0,5) = 7156,94 \text{ kNm}$$

$$37983,94 \text{ kNm} > M_n = 5200,5 \text{ kNm}$$

b. Desak Daerah III

Karena bentuk dinding geser dan tulangan yang digunakan pada dinding geser simetris, maka perhitungan untuk desak pada daerah III sama dengan desak daerah I.

6.1.3 Perencanaan Geser

Perencanaan geser pada struktur terlentur didasarkan pada anggapan beton menahan sebagian gaya geser sedangkan diatas kemampuan beton ditahan oleh baja tulangan geser.

Untuk menjamin agar dinding geser memiliki kuat geser yang cukup sepanjang tinggi dinding, maka bidang geser perlu akibat gempa sepanjang tinggi

dinding geser harus dimodifikasi, sehingga berjalan linier dari $V_{u,d maks}$ pada dasar sampai $0,5 V_{u,d maks}$ pada puncak cinding geser.

$$Vu = V_{wall} = \omega v \cdot \phi_0 \cdot V_E$$

$$\omega v = 1,3 + \frac{8}{30} = 1,57$$

$$Vu = V_{wall} = 1,57 \cdot 1,4 \cdot 496,45 = 1091,20 \text{ kN}$$

$$Vi = \frac{V_{wall}}{b_w \cdot d} = \frac{1091,20}{300 \cdot 0,8 \cdot 4500} = 1,01 \text{ MPa}$$

Tetapi tidak lebih besar dari:

$$Vi_{maks} = \left(\frac{0,22 \cdot 1,4}{4} + 0,03 \right) \cdot 35 = 3,745 \text{ MPa} < 0,16 \cdot f_c' = 5,6 \text{ MPa}$$

Kontribusi beton didalam dinding geser sebesar :

$$V_c = 0,6 \cdot \sqrt{\frac{P_n}{A_g}} = 0,6 \sqrt{\frac{9012,336 \cdot 10^3}{135 \cdot 10^4}} = 1,550 \text{ MPa}$$

Digunakan sengkang $2D_{12}$, $A_v = 226,19 \text{ mm}^2$

$$V_s = v_i - v_c = 3,745 - 1,55 = 2,195 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{v_s \cdot b_w}{f_y}$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y}{v_s \cdot b_w} = \frac{226,19 \cdot 400}{2,195 \cdot 300} = 137,397 \text{ mm}^2$$

dipakai $D_{12} - 130$ untuk tulangan geser horisontal. Untuk tulangan pada daerah II tidak perlu dikekang.

Pengekangan tulangan daerah I dan III

Jarak sengkang tertutup

$$Sh \leq 6.db = 6.25 = 150 \text{ mm}$$

$$Sh \leq 0,5 b_l = 0,5.450 = 225 \text{ mm}$$

$$Sh \leq 150 \text{ mm}$$

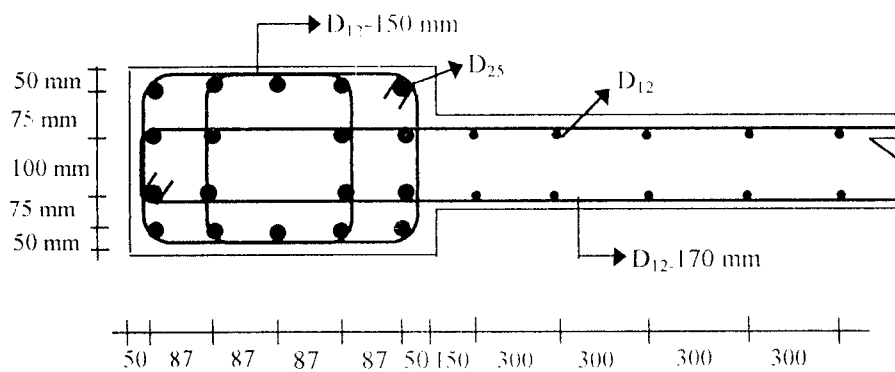
Dipakai sengkang tertutup D₁₂-150 mm

$$S_v = \frac{450 - 2.50 - 5.25 - 2.12}{2} = 201 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

$$\rho_e = \frac{\sum A_b}{b.s_v} < \frac{2}{f_y}$$

$$= \frac{2.491}{350.201} = 0,0139 < \frac{2}{f_y} = 0,0667$$

sehingga tulangan pada daerah I dan III tidak perlu dikekang, tetapi untuk keamanan sebaiknya dikekang dengan sengkang tertutup.



Gambar 6.4 Penempatan tulangan *boundary elements* dan tulangan lentur

BAB VII

HASIL DAN PEMBAHASAN

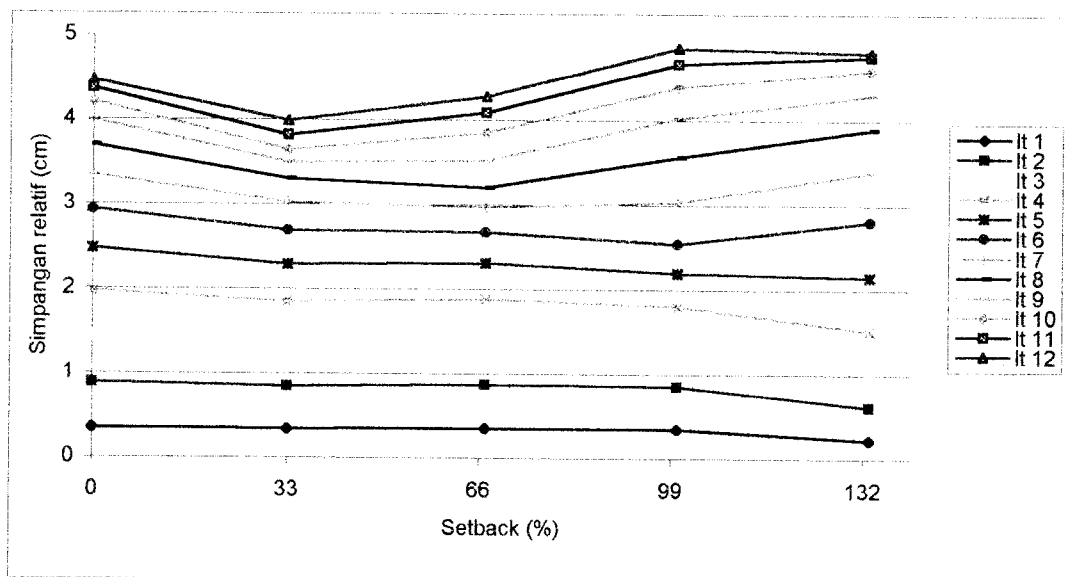
Hasil hitungan dari MATLAB berupa gaya horisontal dasar tiap tingkat, selanjutnya diproses dalam program SAP'90 untuk mendapatkan simpangan relatif, momen lentur, momen torsi, dan gaya geser. Hasil proses SAP'90 akan dianalisis untuk setiap variasi terhadap variasi nol sebagai bangunan asli.

7.1. Analisis

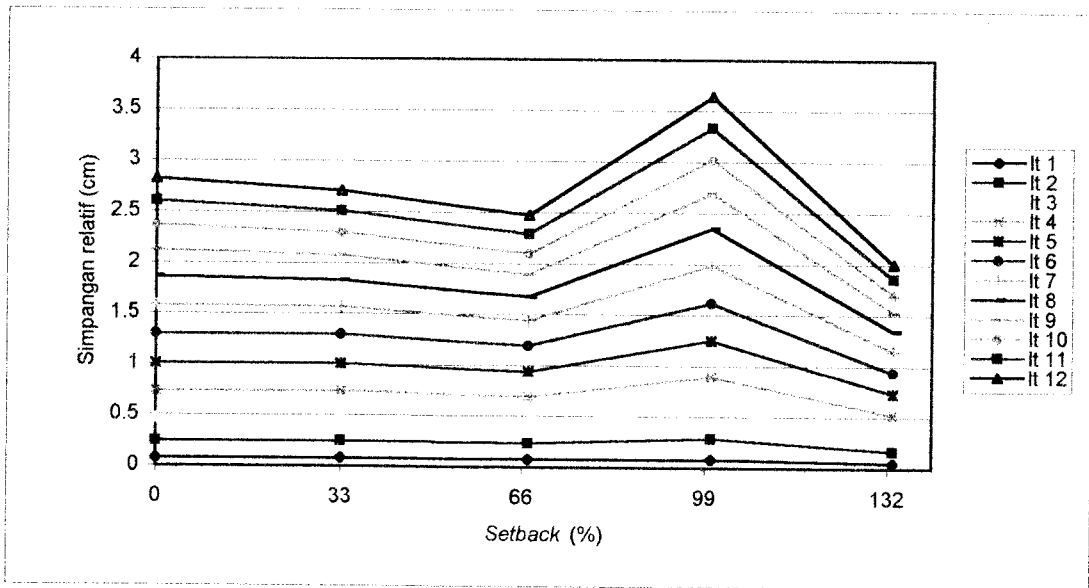
Analisis dilakukan hanya pada dinding geser kiri karena mempunyai propertis yang sama setiap variasi. Sedangkan dinding geser kanan tidak mempunyai propertis sama untuk tiap variasi, sehingga cukup sulit untuk dianalisis. Analisis dilakukan dengan mengambil nilai maksimum dan minimum dari hasil perhitungan. Selanjutnya dari hasil perolehan nilai-nilai maksimum dihitung persentase perubahan terhadap variasi nol. Hasil dari keluaran program SAP'90 dapat digambarkan hubungan antara gaya geser, momen torsi, momen lentur, simpangan relatif arah-X, simpangan relatif arah-Y dengan loncatan bidang muka dalam bentuk grafik. Grafik tersebut bukan merupakan grafik fungsi.

7.2 Simpangan Relatif Dinding Geser

Nilai perpindahan di tiap tingkat akan cenderung semakin meningkat sejalan dengan pertambahan ketinggian gedung, baik untuk portal terbuka maupun untuk portal dinding geser. Hal ini disebabkan jika ketinggian gedung bertambah, maka *mode* getaran yang akan semakin bertambah dan bervariasi. Seperti diketahui bahwa nilai perpindahan itu sendiri berbanding lurus dengan *mode* getar. Simpangan horisontal arah - X dan arah - Y yang terjadi pada dinding geser ditunjukkan pada Tabel 5.4 dan dimanifestasikan kedalam Gambar 7.1 serta Gambar 7.2.



Gambar 7.1. Simpangan relatif dinding geser arah - X



Gambar 7.2. Simpangan relatif dinding geser arah - Y

Dari Gambar 7.1 dan Gambar 7.2 dapat dilihat bahwa simpangan yang terjadi pada arah - X lebih besar yaitu sebesar 44,6% dari arah - Y. Hal ini dikarenakan posisi dinding geser memanjang arah - Y yang menyebabkan inersia dan kekakuan pada arah - Y lebih besar, sehingga simpangan yang terjadi lebih kecil.

Pada Gambar 7.1 simpangan lantai 1 sampai 6 menurun untuk tiap variasi terhadap variasi nol. Pada variasi I dan variasi II simpangan relatif lantai lebih kecil dari variasi nol. Simpangan relatif lantai terbesar terjadi pada variasi IV sebesar 4,8046 cm atau terjadi kenaikan 7,63% dari simpangan relatif variasi nol. Untuk simpangan relatif terkecil terjadi pada variasi I sebesar 3,990 cm atau terjadi penurunan 10,62% dari simpangan relatif variasi nol. Hal ini disebabkan semakin besar loncatan bidang muka kekakuan semakin berkurang yang menyebabkan simpangan relatif semakin besar, tetapi untuk massa bangunan sebaliknya semakin

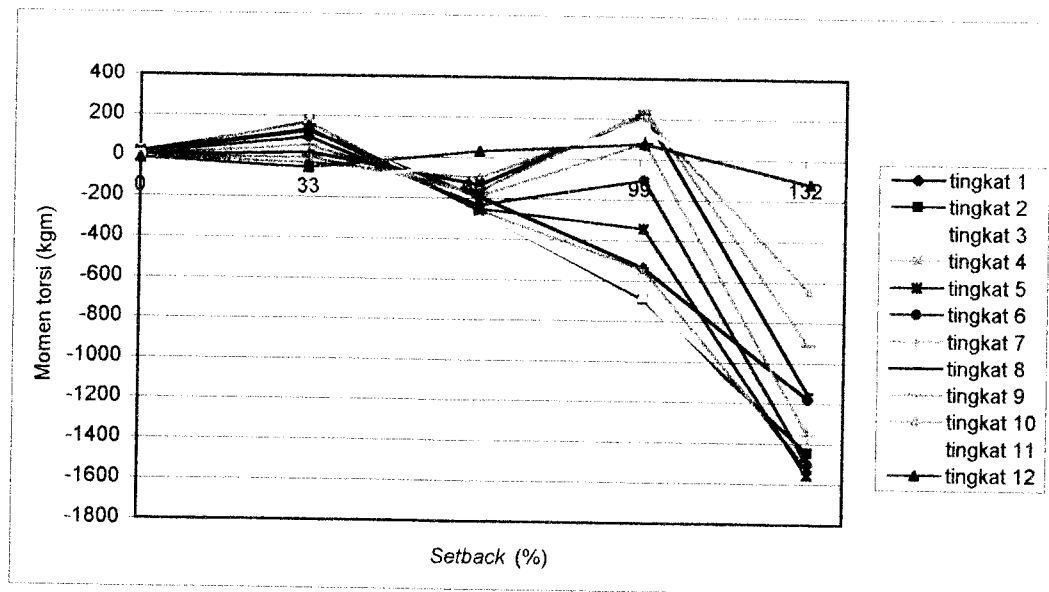
berkurang dan gaya horisontalpun semakin berkurang yang menyebabkan simpangan relatif juga semakin berkurang, sehingga simpangan relatif mengalami perubahan yang fluktuatif. Untuk simpangan relatif arah-X yang optimum terjadi pada variasi I.

Pada Gambar 7.2 simpangan relatif untuk variasi I, II dan IV mengalami penurunan terhadap variasi nol dan mengalami kenaikan pada variasi III. Simpangan relatif terbesar terjadi pada variasi III sebesar 3,64 cm atau terjadi kenaikan 29,032%. Untuk simpangan relatif terkecil terjadi pada variasi IV sebesar 2,005 cm atau terjadi penurunan 28,92%. Seperti yang terjadi pada simpangan relatif arah-X, simpangan relatif arah-Y juga mengalami perubahan yang fluktuatif.

Persyaratan perbandingan antara simpangan antar tingkat dan tinggi tingkat yang bersangkutan tidak boleh melampaui 0.005, dengan ketentuan bahwa dalam segala hal simpangan antar tingkat yang terjadi tidak boleh lebih dari 2 cm. Dari kedua tabel tersebut baik arah-X maupun arah-Y masih memenuhi persyaratan (Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum, 1987).

7.3 Momen Torsi pada Dinding Geser

Momen torsi akan terjadi jika pusat massa struktur tidak berimpit dengan pusat geometri atau gaya horisontal dan gaya penahan itu tidak berimpit, hal ini akan menyebabkan gedung mengalami puntiran, pada bagian atas berputar tapi bagian bawah (bagian pondasi) tetap. Hasil keseluruhan momen torsi yang terjadi dapat ditabelkan dan digambarkan dengan grafik sebagai berikut ini.

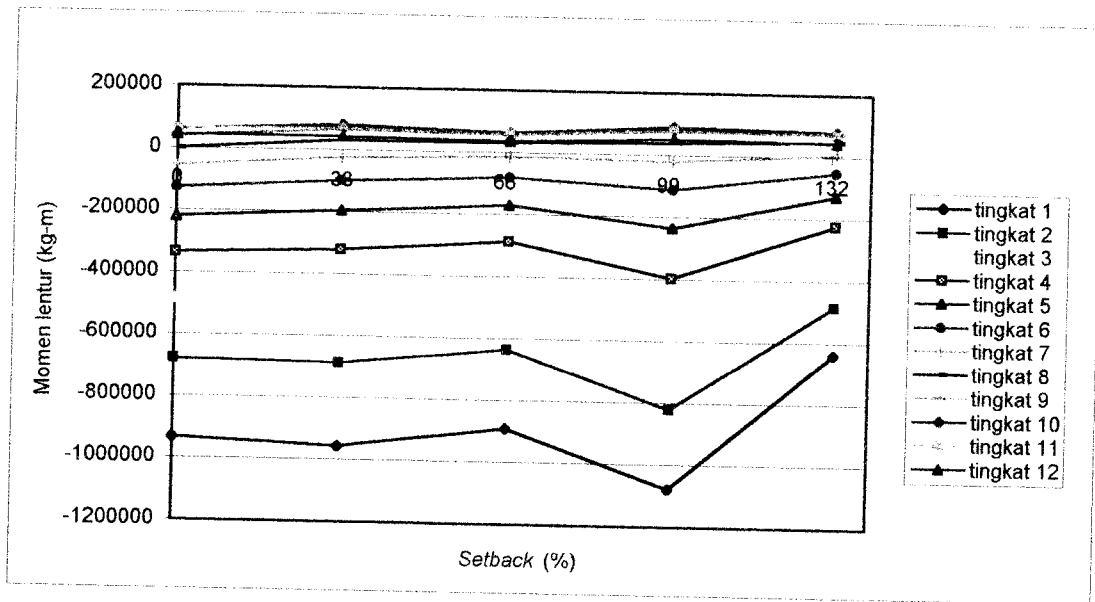


Gambar 7.3. Momen torsi dinding geser

Dari Gambar 7.3 dapat dilihat bahwa momen torsi yang terbesar terjadi pada variasi IV sebesar 1178,26 kgm atau terjadi kenaikan sebesar 8325,17% dari torsi variasi nol. Hal ini disebabkan pada variasi IV mempunyai eksentrisitas yang terbesar. Pada variasi nol eksentrisitas yang terjadi hampir sama dengan nol sehingga momen torsi yang terjadipun hampir mendekati nol. Untuk momen torsi yang terkecil terjadi pada variasi I sebesar 127,13 kgm atau terjadi kenaikan sebesar 809,045%. Terdapat kecenderungan yang jelas bahwa torsi semakin membesar seiring dengan membesarnya loncatan bidang muka.

7.4 Momen Lentur pada Dinding Geser

Momen lentur yang dihasilkan pada proses program SAP'90 merupakan momen ultimit. Hasil keseluruhan momen lentur yang terjadi dapat dilihat pada Gambar 7.4.

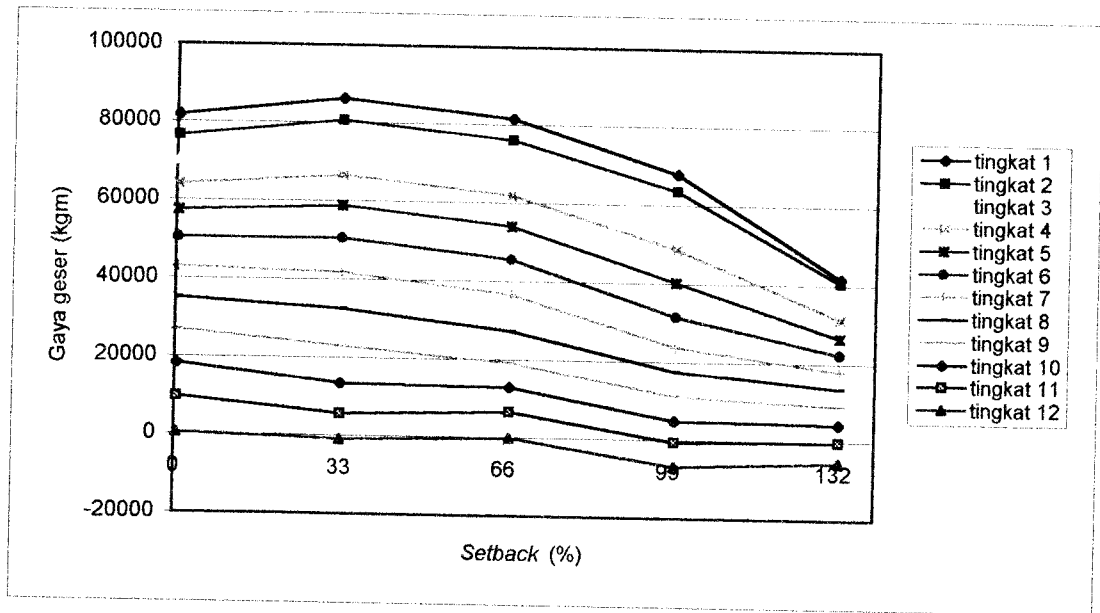


Gambar 7.4. Momen lentur dinding geser

Dari Gambar 7.4 dapat dilihat bahwa dengan naiknya loncatan bidang muka dari variasi I sampai variasi IV momen lentur mengalami perubahan yang fluktuatif. Hal ini disebabkan pada loncatan bidang muka terjadi perubahan massa dan kekakuan, sehingga gaya horizontal yang terjadi juga mengalami perubahan yang fluktuatif. Momen lentur terbesar terjadi pada variasi III sebesar $1.08E+6$ kgm atau terjadi kenaikan sebesar 15,542%. Untuk momen lentur terkecil terjadi pada variasi IV sebesar 638454,003 kgm atau terjadi penurunan sebesar 31,58%.

7.5. Gaya Geser pada Dinding Geser

Gaya geser akan terjadi jika ada massa yang mengalami percepatan horisontal yang bekerja pada struktur. Hasil keseluruhan gaya geser yang terjadi ditunjukkan pada Gambar 7.5.



Gambar 7.5. Gaya geser dinding geser

Nilai gaya lantai dipengaruhi oleh massa dan kekakuan tingkat. Dari Gambar 7.5 dapat dilihat gaya geser yang terbesar terjadi pada variasi I. Hal ini dapat terjadi karena pada variasi I mempunyai kekakuan dan massa yang terbesar. Gaya geser terbesar pada variasi I sebesar 86101,52 kgm atau terjadi kenaikan sebesar 5,36% dari variasi nol. Untuk gaya geser terkecil terjadi pada variasi IV sebesar 41602 kgm atau terjadi penurunan sebesar 49,07% dari variasi nol

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

Dari hasil dan pembahasan penelitian tugas akhir, maka dapat diambil beberapa kesimpulan dan saran yang dijabarkan pada sub bab dibawah ini.

8.1 Kesimpulan

Berdasarkan serangkaian hasil penelitian tentang pengaruh perubahan variasi loncatan bidang muka terhadap simpangan relatif, gaya geser, momen torsi, dan momen lentur pada dinding geser, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut ini.

1. Simpangan relatif yang terjadi pada arah-X lebih besar dari pada arah-Y yaitu sebesar 44,6%. Hal ini disebabkan posisi dinding geser memanjang arah-Y, yang menyebabkan inersia dan kekakuan pada arah-Y lebih besar, sehingga simpangan relatif yang terjadi kecil (periksa Gambar 7.1 dan Gambar 7.2).
2. Nilai simpangan relatif yang terjadi pada arah-X dan arah-Y cenderung fluktuatif, dan memiliki beberapa nilai simpangan relatif maksimum. Hal ini

disebabkan pada loncatan bidang muka terjadi pengurangan kekakuan dan massa. (periksa Gambar 7.1 dan Gambar 7.2).

3. Untuk momen torsi yang terbesar terjadi pada variasi IV. Hal ini disebabkan pada variasi IV mempunyai eksentrisitas yang paling besar dan kekakuan yang paling kecil. (periksa Gambar 7.3).
4. Untuk momen lentur akibat variasi loncatan bidang muka mengalami perubahan yang fluktuatif. Hal ini disebabkan terjadi pengurangan kekakuan dan massa (periksa Gambar 7.4).
5. Jika dilihat dari simpangan relatif arah-X serta momen lentur yang terjadi, maka variasi III merupakan bangunan yang penempatan *setbacknya* belum maksimal. Bila dilihat dari simpangan relatif arah-Y, momen lentur dan gaya geser yang terjadi pada variasi IV merupakan bangunan yang penempatan *setbacknya* optimum (periksa Gambar 7.1 dan Gambar 7.2).

8.2 Saran

Dengan mempertimbangkan hasil dari tugas akhir ini dan juga batasan-batasan yang digunakan, maka dapat diberikan saran-saran sebagai berikut ini.

1. Untuk struktur yang mempunyai loncatan bidang muka sebesar 100%B dihindari.
2. Perlu diadakan penelitian lebih lanjut dengan menggunakan beban gempa sesungguhnya (*time history*).
3. Perlu adanya kelanjutan penelitian tentang analisis dan desain penulangan pada balok kolom.

4. Untuk penelitian selanjutnya perlu ditinjau pengaruh gaya dalam terhadap variasi loncatan bidang muka ke arah horisontal.

DAFTAR PUSTAKA

- Arnold, C., and R. Robert, 1982, **Building Configuration Seismic Design**, John Wiley and Sons, Inc, Canada.
- Fatiana, T., dan N. Sri, 2000, **Analisis Dinamik pada Dinding Geser Berpasangan**, *Tugas Akhir Program S-1*, Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UGM. 1996, **Modul Kursus SAP'90** diselenggarakan oleh Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UGM pada tanggal 17-19 Januari 1996.
- Microsoft Corporation (Copyright © 1985-1999), **Microsoft® Excel 2000**, All Right Reserved.
- Muto, K., 1987, **Analisa Perancangan Gedung Tahan Gempa**, Erlangga, Jakarta.
- Paulay, T., and M.J.N. Priestly. 1992, **Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings**, John Wiley and Son Inc, Canada.
- Paz, M., 1987, **Dinamika Struktur Teori dan Perhitungan**, (terjemahan), Edisi Kedua, Erlangga, Jakarta.
- Sarwidi. 1999, **Penyusunan Proposal Penelitian**, disampaikan pada *Training Dasar-Dasar Penelitian dan Metodologi Ilmiah* yang diselenggarakan oleh LEM-UII pada tanggal 1 sampai 2 Juni 1999 di Kaliurang.
- Subandi, L., dan R.D. Hartanto, 2000, **Desain Struktur Frame Walls Ductile dengan Memperhitungkan Kekakuan Balok Pondasi**, *Tugas Akhir Program S-1*, Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- Syafruddin, M., dan S.A. Iryawan, 1999, **Analisis dan Desain Penulangan untuk Lentur dan Geser pada Struktur Dinding Geser**, *Tugas Akhir Program S-1*, Jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta
- The Mathworks, Inc. (Copyright © 1994-1998). **MATLAB Versi 5.3.1**, All Rights Reserved.

- Tjokrodimulyo, K., 1997, **Buku Ajar Teknik Gempa**, Jurusan teknik sipil, Fakultas Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Widodo. 1998, **Diktat Kuliah Teknik Gempa**, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Widodo. 1998, **Diktat Kuliah Analisis Dinamis Struktur**, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum. 1987, **Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung**, (SKBI-1.3.53.1987), Departemen Pekerjaan Umum RI.
- Yayasan LPMB. 1983, **Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung**, Departemen Pekerjaan Umum RI.
- Yayasan LPMB. 1991, **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung** (SK SNI T-15 1991-03), Departemen Pekerjaan Umum RI.

L A M P I R A N



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

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	ALEX SARIYANDI	95 310 318		TSS
2.	CENG CENG AHMAD DAUD	95 310 076		TSS

JUDUL TUGAS AKHIR :
ANALISA DIAMIK SHEAR WALL 30 DENGAN
.....BENTUK STRUKTUR ASIMETRIS.....

Dosen Pembimbing I : IR.ILMOCILTEGUI, MSCE

Dosen Pembimbing II : IR. H.SARWIDI, MSc, Ph.D

1



2



Yogyakarta, 21 JULI 2000
Dekan,
Ketua Jurusan Teknik Sipil

IR. H.TADJUDDIN BM ARIS, MS



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

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	ALEX SARIYANDI	45 310 310		TSS
2.	CENG CENG AHMAD DAUD	45 310 076		TSS

JUDUL TUGAS AKHIR :
ANALISA DINAMIK SHEAR WALL-3D DENGAN VARIASI LONCATAN BIDANG
MUKA "SETBACK" BANGUNAN
.....

Dosen Pembimbing I :
Dosen Pembimbing II :

1

2

Yogyakarta,
Dekan,

3 x 4

3 x 4

LAMPIRAN 2. Perhitungan gaya horisontal Arah-X variasi II

»K=[74.48e3 -37.24e3 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ; -37.24e3 74.48e3 -37.24e3 0 0 0
 0 0 0 0 0 0 ; 0 -37.24e3 74.48e3 -37.24e3 0 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 -
 37.24e3 74.48e3 -37.24e3 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 -37.24e3 74.48e3 -
 37.24e3 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 -37.24e3 74.48e3 -37.24e3 0 0 0 0 0 ; 0 0
 0 0 0 -37.24e3 74.48e3 -37.24e3 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0 -37.24e3 59.584e3
 -22.344e3 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 -22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 0 ; 0 0 0
 0 0 0 0 -22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -22.344e3
 44.688e3 -22.344e3 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -22.344e3 22.344e3]

K = matriks kekakuan

Columns 1 through 6

74480	-37240	0	0	0	0
-37240	74480	-37240	0	0	0
0	-37240	74480	-37240	0	0
0	0	-37240	74480	-37240	0
0	0	0	-37240	74480	-37240
0	0	0	0	-37240	74480
0	0	0	0	0	-37240
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

Columns 7 through 12

0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
-37240	0	0	0	0	0
74480	-37240	0	0	0	0
-37240	59584	-22344	0	0	0
0	-22344	44688	-22344	0	0
0	0	-22344	44688	-22344	0
0	0	0	-22344	44688	-22344
0	0	0	0	-22344	22344

»M=[43.312 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 43.312 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 43.312
 0 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 43.312 0 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 43.312 0 0 0 0 0
 ; 0 0 0 0 0 0 33.783 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 23.109 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0
 0 0 0 23.109 0 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 23.109 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
 14.483]

M = matriks massa

Columns 1 through 7

43.3120	0	0	0	0	0	0
0	43.3120	0	0	0	0	0
0	0	43.3120	0	0	0	0
0	0	0	43.3120	0	0	0
0	0	0	0	43.3120	0	0
0	0	0	0	0	43.3120	0
0	0	0	0	0	0	43.3120
0	0	0	0	0	0	0

Lanjutan Lampiran 2

```

0          0          0          0          0          0          0
0          0          0          0          0          0          0
0          0          0          0          0          0          0
0          0          0          0          0          0          0

```

Columns 8 through 12

```

0          0          0          0          0
0          0          0          0          0
0          0          0          0          0
0          0          0          0          0
0          0          0          0          0
0          0          0          0          0
0          0          0          0          0
33.7830    0          0          0          0
0          23.1090   0          0          0
0          0          23.1090  0          0
0          0          0          23.1090  0
0          0          0          0          14.4830

```

»[V,D]=eig(K,M)

V = mode shapes

Columns 1 through 7

```

0.0049    0.1237    0.2206   -0.2770   -0.2922   -0.3815   -0.3616
-0.0110   -0.2353   -0.3636    0.3464    0.2438    0.1233   -0.0987
0.0198    0.3240    0.3786   -0.1561    0.0887    0.3417    0.3347
-0.0334   -0.3811   -0.2602   -0.1512   -0.3179   -0.2337    0.1901
0.0552    0.4009    0.0503    0.3452    0.1765   -0.2662   -0.2828
-0.0905   -0.3817    0.1774   -0.2804    0.1706    0.3197   -0.2673
0.1480    0.3252   -0.3426    0.0054   -0.3189    0.1628    0.2098
-0.2416   -0.2370    0.3872    0.2736    0.0955   -0.3723    0.3246
0.4420    0.0283   -0.2327   -0.4355    0.4342   -0.1398   -0.2128
-0.5427    0.1954   -0.0977    0.1142   -0.3215    0.3815   -0.4234
0.5209   -0.3156    0.3543    0.3339   -0.2669    0.1147    0.0162
-0.3815    0.2686   -0.3429   -0.4114    0.4604   -0.3891    0.4309

```

Columns 8 through 12

```

-0.2782    0.3058   -0.0531   -0.1137    0.2248
-0.2040    0.3601   -0.1051   -0.2096    0.3608
0.1285    0.1183   -0.1546   -0.2728    0.3541
0.2983   -0.2208   -0.2006   -0.2934    0.2074
0.0903   -0.3783   -0.2421   -0.2681   -0.0213
-0.2321   -0.2247   -0.2780   -0.2010   -0.2416
-0.2605    0.1137   -0.3076   -0.1025   -0.3663
0.0410    0.3586   -0.3302    0.0120   -0.3462
0.4760    0.3833   -0.3581    0.2005   -0.1347
0.3749    0.1278   -0.3787    0.3611    0.1241
-0.1484   -0.2212   -0.3917    0.4715    0.3393
-0.5046   -0.4085   -0.3967    0.5165    0.4352

```

D =

1.0e+003 *

Columns 1 through 7

```

3.6493    0          0          0          0          0          0

```

Lanjutan Lampiran 2

0	3.3553	0	0	0	0	0
0	0	3.1365	0	0	0	0
0	0	0	2.7947	0	0	0
0	0	0	0	2.4371	0	0
0	0	0	0	0	1.9975	0
0	0	0	0	0	0	1.4849
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
1.0890	0	0	0	0
0	0.7071	0	0	0
0	0	0.0196	0	0
0	0	0	0.1343	0
0	0	0	0	0.3400

Mengurutkan mode shape

»Q1=[-0.0531; -0.1051; -0.1546; -0.2006; -0.2421; -0.2780; -0.3076;
 -0.3302; -0.3581; -0.3787; -0.3917; -0.3967]

Q1 = mode shapes ke-1

-0.0531
 -0.1051
 -0.1546
 -0.2006
 -0.2421
 -0.2780
 -0.3076
 -0.3302
 -0.3581
 -0.3787
 -0.3917
 -0.3967

»Q2=[-0.1137;-0.2096; -0.2728 ; -0.2934; -0.2681; -0.2010;
 0.1025; 0.0120; 0.2005; 0.3611; 0.4715; 0.5165]

Q2 = mode shapes ke-2

-0.1137
 -0.2096
 -0.2728
 -0.2934
 -0.2681
 -0.2010
 0.1025
 0.0120
 0.2005

Lanjutan Lampiran 2

0.3611
0.4715
0.5165

»Q3=[0.2248; 0.3608; 0.3541; 0.2074; -0.0213; -0.2416; -
0.3663; -0.3462; -0.1347; 0.1241; 0.3393; 0.4352]

Q3 = mode shapes ke-3

0.2248
0.3608
0.3541
0.2074
-0.0213
-0.2416
-0.3663
-0.3462
-0.1347
0.1241
0.3393
0.4352

»Q4=[0.3058; 0.3601; 0.1183; -0.2208; -0.3783; -0.2247;
0.1137; 0.3586; 0.3833; 0.1278; -0.2212; -0.4085]

Q4 = mode shapes ke-4

0.3058
0.3601
0.1183
-0.2208
-0.3783
-0.2247
0.1137
0.3586
0.3833
0.1278
-0.2212
-0.4085

»Q5=[-0.2782; -0.2040; 0.1285; 0.2983; 0.0903; -0.2321; -
0.2605; 0.0410; 0.4760; 0.3749; -0.1484; -0.5046]

Q5 = mode shapes ke-5

-0.2782
-0.2040
0.1285
0.2983
0.0903
-0.2321
-0.2605
0.0410
0.4760
0.3749
-0.1484
-0.5046

»Q6=[-0.3616; -0.0967; 0.3347; 0.1901; -0.2828; -0.2673;
0.2098; 0.3246; -0.2128; -0.4234; 0.0162; 0.4309]

Lanjutan Lampiran 2

Q6 = mode shapes ke-6

-0.3616
-0.0987
0.3347
0.1901
-0.2828
-0.2673
0.2098
0.3246
-0.2128
-0.4234
0.0162
0.4309

»Q7=[-0.3815; 0.1233; 0.3417; -0.2337; -0.2662; 0.3197;
0.1628; -0.3723; -0.1398; 0.3815; 0.1147; -0.3891]

Q7 = mode shapes ke-7

-0.3815
0.1233
0.3417
-0.2337
-0.2662
0.3197
0.1628
-0.3723
-0.1398
0.3815
0.1147
-0.3891

»Q8=[-0.2922; 0.2438; 0.0887; -0.3179; 0.1765; 0.1706; -
0.3189; 0.0955; 0.4342; -0.3215; -0.2669; 0.4604]

Q8 = mode shapes ke-8

-0.2922
0.2438
0.0887
-0.3179
0.1765
0.1706
-0.3189
0.0955
0.4342
-0.3215
-0.2669
0.4604

»Q9=[-0.2770; 0.3464; -0.1561; -0.1512; 0.3452; -0.2804;
0.0054; 0.2736; -0.4355; 0.1142; 0.3339; -0.4114]

Q9 = mode shapes ke-9

-0.2770
0.3464
-0.1561
-0.1512
0.3452

Lanjutan Lampiran 2

-0.2804
0.0054
0.2736
-0.4355
0.1142
0.3339
-0.4114

»Q10=[0.2206;-0.3636; 0.3786; -0.2602; 0.0503; 0.1774; -
0.3426; 0.3872; -0.2327; -0.0977; 0.3543; -0.3429]

Q10 = mode shapes ke-10

0.2206
-0.3636
0.3786
-0.2602
0.0503
0.1774
-0.3426
0.3872
-0.2327
-0.0977
0.3543
-0.3429

»Q11=[0.1237; -0.2353; 0.3240; -0.3811; 0.4009; -0.3817;
0.3252; -0.2370; 0.0283; 0.1954; -0.3156; 0.2686]

Q11 = mode shapes ke-11

0.1237
-0.2353
0.3240
-0.3811
0.4009
-0.3817
0.3252
-0.2370
0.0283
0.1954
-0.3156
0.2686

»Q12=[0.0049; -0.0110; 0.0198; -0.0334; 0.0552; -0.0905;
0.1480; -0.2416; 0.4420; -0.5427; 0.5209; -0.3815]

Q12 = mode shapes ke-12

0.0049
-0.0110
0.0198
-0.0334
0.0552
-0.0905
0.1480
-0.2416
0.4420
-0.5427
0.5209
-0.3815

Lanjutan Lampiran 2

»w=sqrt(D)

w = frekuensi sudut

Columns 1 through 7

60.4096	0	0	0	0	0	0
0	57.9254	0	0	0	0	0
0	0	56.0047	0	0	0	0
0	0	0	52.8649	0	0	0
0	0	0	0	49.3667	0	0
0	0	0	0	0	44.6931	0
0	0	0	0	0	0	38.5338
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
32.9994	0	0	0	0
0	26.5912	0	0	0
0	0	4.4250	0	0
0	0	0	11.5685	0
0	0	0	0	18.4381

» I=[1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1]

I =

1
1
1
1
1
1
1
1
1
1
1
1
1

»T=[(Q1'*M*I)/(Q1'*M*Q1)0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ;0(Q2'*M*I)/(Q2'*M*Q2)0 0 0 0
0 0 0 0 0 0 ;0 0(Q3'*M*I)/(Q3'*M*Q3)0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ;0 0
0(Q4'*M*I)/(Q4'*M*Q4)0 0 0 0 0 0 0 0 ;0 0 0 0(Q5'*M*I)/(Q5'*M*Q5)0 0 0 0
0 0 0 ;0 0 0 0 0(Q6'*M*I)/(Q6'*M*Q6)0 0 0 0 0 0 ;0 0 0 0 0
0(Q7'*M*I)/(Q7'*M*Q7)0 0 0 0 0 ;0 0 0 0 0 0 0(Q8'*M*I)/(Q8'*M*Q8)0 0
0 ;0 0 0 0 0 0 0(Q9'*M*I)/(Q9'*M*Q9)0 0 0 ;0 0 0 0 0 0 0
0(Q10'*M*I)/(Q10'*M*Q10)0 0 0 ;0 0 0 0 0 0 0 0
0(Q11'*M*I)/(Q11'*M*Q11)0 ;0 0 0 0 0 0 0 0 0(Q12'*M*I)/(Q12'*M*Q12)]

Lanjutan Lampiran 2

T = partisipasi mode

Columns 1 through 7

-3.4672	0	0	0	0	0	0
0	-1.1388	0	0	0	0	0
0	0	0.7308	0	0	0	0
0	0	0	0.4882	0	0	0
0	0	0	0	-0.3387	0	0
0	0	0	0	0	-0.2797	0
0	0	0	0	0	0	-0.2091
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
-0.1502	0	0	0	0
0	-0.1175	0	0	0
0	0	0.0757	0	0
0	0	0	0.0361	0
0	0	0	0	0.0022

»F1=M*Q1*(-3.4672)*(0.0553*9.81)

F1 = gaya geser mode ke-1

- 4.3259
- 8.5622
- 12.5948
- 16.3423
- 19.7231
- 22.6478
- 25.0592
- 20.9821
- 15.5653
- 16.4607
- 17.0258
- 10.8067

»F2=M*Q2*(-1.1388)*(0.0553*9.81)

F2 = gaya geser mode ke-2

- 3.0424
- 5.6084
- 7.2995
- 7.8507
- 7.1732
- 5.3783
- 2.7427

Lanjutan Lampiran 2

-0.2505
-2.8624
-5.1553
-6.7314
-4.6214

$$\gg F3 = M \cdot Q3 \cdot (0.7308) \cdot (0.0553 \cdot 9.81)$$

F3 = gaya geser mode ke-3

3.8601
6.1954
6.0803
3.5613
-0.3657
-4.1486
-6.2898
-4.6368
-1.2341
1.1370
3.1085
2.4988

$$\gg F4 = M \cdot Q4 \cdot (0.4882) \cdot (0.0553 \cdot 9.81)$$

F4 = gaya geser mode ke-4

3.5078
4.1307
1.3570
-2.5328
-4.3395
-2.5775
1.3042
3.2085
2.3459
0.7822
-1.3538
-1.5669

$$\gg F5 = M \cdot Q5 \cdot (-0.3387) \cdot (0.0553 \cdot 9.81)$$

F5 = gaya geser mode ke-5

2.2140
1.6235
-1.0226
-2.3739
-0.7186
1.8471
2.0731
-0.2545
-2.0211
-1.5919
0.6301
1.3428

$$\gg F6 = M \cdot Q6 \cdot (-0.2797) \cdot (0.0553 \cdot 9.81)$$

Lanjutan Lampiran 2

F6 = gaya geser mode ke-6

2.3764
0.6487
-2.1996
-1.2493
1.8585
1.7567
-1.3788
-1.6639
0.7462
1.4846
-0.0568
-0.9469

$$\gg F7 = M \cdot Q7 \cdot (-0.2091) \cdot (0.0553 \cdot 9.61)$$

F7 = gaya geser mode ke-7

1.8744
-0.6058
-1.6788
1.1482
1.3079
-1.5707
-0.7999
1.4267
0.3665
-1.0001
-0.3007
0.6392

$$\gg F8 = M \cdot Q8 \cdot (-0.1502) \cdot (0.0553 \cdot 9.81)$$

F8 = gaya geser mode ke-8

1.0312
-0.8604
-0.3130
1.1219
-0.6229
-0.6021
1.1255
-0.2629
-0.8176
0.6054
0.5026
-0.5433

$$\gg F9 = M \cdot Q9 \cdot (-0.1175) \cdot (0.0553 \cdot 9.81)$$

F9 = gaya geser mode ke-9

0.7648
-0.9564
0.4310
0.4174
-0.9530
0.7741
-0.0149
-0.5892

Lanjutan Lampiran 2

0.6415
-0.1682
-0.4918
0.3798

$$\gg F10 = M * Q10 * (0.0757) * (0.0553 * 9.81)$$

F10 = gaya geser mode ke-10

0.3924
-0.6467
0.6734
-0.4628
0.0895
0.3155
-0.6094
0.5372
-0.2208
-0.0927
0.3362
-0.2039

$$\gg F11 = M * Q11 * (0.0361) * (0.0553 * 9.81)$$

F11 = gaya geser mode ke-11

0.1049
-0.1996
0.2748
-0.3233
0.3401
-0.3238
0.2758
-0.1568
0.0128
0.0884
-0.1428
0.0762

$$\gg F12 = M * Q12 * (0.0022) * (0.0553 * 9.81)$$

F12 = gaya geser mode ke-12

0.0003
-0.0006
0.0010
-0.0017
0.0029
-0.0047
0.0077
-0.0097
0.0122
-0.0150
0.0144
-0.0066

LAMPIRAN 3. Perhitungan gaya horisontal arah – Y variasi II (67%)

»K=[44.688e3 -22.344e3 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ; -22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 0 0
 0 0 0 0 0 0 ; 0 -22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 -
 22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 -22.344e3 44.688e3 -
 22.344e3 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 -22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 0 0 0 0 ; 0 0
 0 0 -22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 -22.344e3 44.688e3
 -22.344e3 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0 -22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 0 ; 0 0 0 0 0
 0 0 0 -22.344e3 44.688e3 -22.344e3 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 -22.344e3 44.688e3
 -22.344e3 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 -22.344e3 22.344e3]

K = matriks kekakuan

Columns 1 through 6

44688	-22344	0	0	0	0
-22344	44688	-22344	0	0	0
0	-22344	44688	-22344	0	0
0	0	-22344	44688	-22344	0
0	0	0	-22344	44688	-22344
0	0	0	0	-22344	44688
0	0	0	0	0	-22344
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

Columns 7 through 12

0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
-22344	0	0	0	0	0
44688	-22344	0	0	0	0
-22344	44688	-22344	0	0	0
0	-22344	44688	-22344	0	0
0	0	-22344	44688	-22344	0
0	0	0	-22344	44688	-22344
0	0	0	0	-22344	44688
0	0	0	0	0	-22344
0	0	0	0	0	22344

»M=[43.312 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 43.312 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 43.312 0
 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 43.312 0 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 43.312 0 0 0 0 0 0
 0 ; 0 0 0 0 0 43.312 0 0 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0 43.312 0 0 0 0 0 0
 0 0 33.783 0 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 23.109 0 0 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 23.109 0
 0 ; 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 14.483]

M = matriks massa

Columns 1 through 7

43.3120	0	0	0	0	0	0
0	43.3120	0	0	0	0	0
0	0	43.3120	0	0	0	0
0	0	0	43.3120	0	0	0
0	0	0	0	43.3120	0	0
0	0	0	0	0	43.3120	0
0	0	0	0	0	0	43.3120

Lanjutan Lampiran 3

0	0	0	0	0	0	43.3120
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
33.7830	0	0	0	0
0	23.1090	0	0	0
0	0	23.1090	0	0
0	0	0	23.1090	0
0	0	0	0	14.4830

» [V,Di]=eig(K,M)

V = mode shapes

Columns 1 through 7

0.0000	0.0001	0.1343	0.2285	-0.3212	-0.3758	0.3755
-0.0000	-0.0004	-0.2548	-0.3713	0.3839	0.2387	-0.0170
0.0000	0.0013	0.3493	0.3751	-0.1376	0.2242	-0.3748
-0.0002	-0.0039	-0.4079	-0.2384	-0.2194	-0.3811	0.0339
0.0011	0.0118	0.4247	0.0123	0.3999	0.0179	0.3732
-0.0054	-0.0355	-0.3979	0.2183	-0.2585	0.3698	-0.0507
0.0256	0.1070	0.3304	-0.3672	-0.0909	-0.2528	-0.3709
-0.1221	-0.3224	-0.2290	0.3785	0.3671	-0.2092	0.0675
0.3956	0.5925	-0.0922	0.0539	-0.0898	0.2644	0.3982
-0.5611	-0.1825	0.2363	-0.3750	-0.3937	0.3662	0.2945
0.5734	-0.4370	0.0734	-0.0785	-0.0264	-0.0468	-0.1306
-0.4293	0.5549	-0.2422	0.3698	0.3859	-0.3941	-0.4132

Columns 8 through 12

0.3680	0.0552	-0.1446	0.2385	-0.3318
0.1951	0.1091	-0.2621	0.3640	-0.3594
-0.2645	0.1605	-0.3306	0.3171	-0.0575
-0.3354	0.2082	-0.3373	0.1200	0.2971
0.0867	0.2510	-0.2808	-0.1340	0.3793
0.3813	0.2880	-0.1718	-0.3245	0.1137
0.1155	0.3182	-0.0306	-0.3613	-0.2561
-0.3201	0.3411	0.1163	-0.2269	-0.3911
-0.3887	0.3578	0.2462	-0.0088	-0.2464
-0.1526	0.3700	0.3515	0.2116	0.0189
0.2032	0.3777	0.4218	0.3785	0.2749
0.3997	0.3806	0.4499	0.4498	0.3965

Lanjutan Lampiran 3

D =

1.0e+003 *

Columns 1 through 7

3.6037	0	0	0	0	0	0
0	2.7577	0	0	0	0	0
0	0	2.0107	0	0	0	0
0	0	0	1.8703	0	0	0
0	0	0	0	1.6483	0	0
0	0	0	0	0	1.3595	0
0	0	0	0	0	0	1.0551
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0.7582	0	0	0	0
0	0.0120	0	0	0
0	0	0.0965	0	0
0	0	0	0.2444	0
0	0	0	0	0.4730

Mengurutkan mode shapes

»Q1=[0.0552; 0.1091; 0.1605; 0.2082; 0.2510; 0.2880;
0.3182;0.3411; 0.3578; 0.3700; 0.3777; 0.3806]

Q1 = mode shapes ke-1

- 0.0552
- 0.1091
- 0.1605
- 0.2082
- 0.2510
- 0.2880
- 0.3182
- 0.3411
- 0.3578
- 0.3700
- 0.3777
- 0.3806

Lanjutan Lampiran 3

»Q2=[-0.1446; -0.2621; -0.3306; -0.3373; -0.2808; -0.1718;
0.0306; 0.1163; 0.2462; 0.3515; 0.4218; 0.4499]

Q2 = mode shapes ke-2

-0.1446
-0.2621
-0.3306
-0.3373
-0.2808
-0.1718
-0.0306
0.1163
0.2462
0.3515
0.4218
0.4499

»Q3=[0.2385; 0.3640; 0.3171; 0.1200; -0.1340; -0.3245; -0.3613;-
0.2269; -0.0088; 0.2116; 0.3785; 0.4498]

Q3 = mode shapes ke-3

0.2385
0.3640
0.3171
0.1200
-0.1340
-0.3245
-0.3613
-0.2269
-0.0088
0.2116
0.3785
0.4498

»Q4=[-0.3318; -0.3594; -0.0575; 0.2971; 0.3793; 0.1137; -
0.2561; -0.3911; -0.2464; 0.0189; 0.2749; 0.3965]

Q4 = mode shapes ke-4

-0.3318
-0.3594
-0.0575
0.2971
0.3793
0.1137
-0.2561
-0.3911
-0.2464
0.0189
0.2749
0.3965

»Q5=[0.3680; 0.1951; -0.2645; -0.3354; 0.0867; 0.3813; 0.1155
;-0.3201; -0.3887; -0.1526; 0.2032; 0.3997]

Lanjutan Lampiran 3

Q5 = mode shapes ke-5

0.3680
0.1951
-0.2645
-0.3384
0.0867
0.3813
0.1155
-0.3201
-0.3897
-0.1526
0.2032
0.3997

»Q6=[0.3755; -0.0170; -0.3748; 0.0339; 0.3732; -0.0507; -
0.3709; 0.0675; 0.3982; 0.2945; -0.1306; -0.4132]

Q6 = mode shapes ke-6

0.3755
-0.0170
-0.3748
0.0339
0.3732
-0.0507
-0.3709
0.0675
0.3982
0.2945
-0.1306
-0.4132

»Q7=[-0.3758; 0.2387; 0.2242; -0.3811; 0.0179; 0.3698; -
0.2528; -0.2092; 0.2644; 0.3662; -0.0468; -0.3941]

Q7 = mode shapes ke-7

-0.3758
0.2387
0.2242
-0.3811
0.0179
0.3698
-0.2528
-0.2092
0.2644
0.3662
-0.0468
-0.3941

»Q8=[-0.3212; 0.3839; -0.1376; -0.2194; 0.3999; -0.2565; -
0.0909; 0.3671; -0.0899; -0.3937; -0.0264; 0.3859]

Q8 = mode shapes ke-8

-0.3212

Lanjutan Lampiran 3

0.3839
-0.1376
-0.2194
0.3999
-0.2585
-0.0909
0.3671
-0.0896
-0.3937
-0.0264
0.3859

»Q9=[0.2285; -0.3713; 0.3751; -0.2384; 0.0123; 0.2183;
0.3672; 0.3785; 0.0539; -0.3750; -0.0785; 0.3698]

Q9 = mode shapes ke-9

0.2285
-0.3713
0.3751
-0.2384
0.0123
0.2183
-0.3672
0.3785
0.0539
-0.3750
-0.0785
0.3698

»Q10=[0.1343; -0.2548; 0.3493; -0.4079; 0.4247; -0.3979;
0.3304; -0.2290; -0.0922; 0.2363; 0.0734; -0.2422]

Q10 = mode shapes ke-10

0.1343
-0.2548
0.3493
-0.4079
0.4247
-0.3979
0.3304
-0.2290
-0.0922
0.2363
0.0734
-0.2422

»Q11=[0.0001; -0.0004; 0.0013; -0.0039; 0.0118; -0.0355;
0.1070; -0.3224; 0.5925; -0.1825; -0.4370; 0.5549]

Q11 = mode shapes ke-11

0.0001
-0.0004
0.0013
-0.0039

Lanjutan Lampiran 3

0.0118
-0.0355
0.1070
-0.3224
0.5925
-0.1825
-0.4370
0.5549

»Q12=[0.0000; -0.0000; 0.0000; -0.0002; 0.0011; -0.0054;
0.0256;-0.1221; 0.3956; -0.5611; 0.5734; -0.4293]

Q12 = mode shapes ke-12

0
0
0
-0.0002
0.0011
-0.0054
0.0256
-0.1221
0.3956
-0.5611
0.5734
-0.4293

» w=sqrt(D)

w = frekuensi sudut

Columns 1 through 7

60.0306	0	0	0	0	0	0	0
0	52.5142	0	0	0	0	0	0
0	0	44.8403	0	0	0	0	0
0	0	0	43.2468	0	0	0	0
0	0	0	0	40.5998	0	0	0
0	0	0	0	0	36.8708	0	0
0	0	0	0	0	0	32.4816	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0

Columns 8 through 12

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
27.5358	0	0	0	0

Lanjutan Lampiran 3

```

0      3.4642      0      0      0
0      0      9.8247      0      0
0      0      0      15.6323      0
0      0      0      0      21.7485

```

>> I=[1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1;1]

I =

```

1
1
1
1
1
1
1
1
1
1
1
1
1

```

```

>>T=[(Q1'*M*I)/(Q1'*M*Q1)0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ;0(Q2'*M*I)/(Q2'*M*Q2)0 0 0 0 0 0
0 0 0 0 ;0 0(Q3'*M*I)/(Q3'*M*Q3)0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 ;0 0
0(Q4'*M*I)/(Q4'*M*Q4)0 0 0 0 0 0 0 0 0 ;0 0 0 0(Q5'*M*I)/(Q5'*M*Q5)0 0 0 0 0
0 0 ;0 0 0 0 0(Q6'*M*I)/(Q6'*M*Q6)0 0 0 0 0 0 0 ;0 0 0 0(Q7'*M*I)/(Q7'*M*Q7)0 0 0 0 0
0(Q8'*M*I)/(Q8'*M*Q8)0 0 0 0 0 ;0
0 0 0 0 0 0 0(Q9'*M*I)/(Q9'*M*Q9)0 0 0 0 0 0 0 ;0 0 0 0 0 0 0(Q10'*M*I)/(Q10'*M*Q10)0 0 ;0 0 0 0 0 0 0 0 0(Q11'*M*I)/(Q11'*M*Q11)0 ;0
0 0 0 0 0 0 0 0 0(Q12'*M*I)/(Q12'*M*Q12)]

```

T = partisipasi mode

Columns 1 through 7

```

3.4501      0      0      0      0      0      0
0      -1.1144      0      0      0      0      0
0      0      0.6569      0      0      0      0
0      0      0      -0.4535      0      0      0
0      0      0      0      0.3248      0      0
0      0      0      0      0      0.2406      0
0      0      0      0      0      0      -0.1893
0      0      0      0      0      0      0
0      0      0      0      0      0      0
0      0      0      0      0      0      0
0      0      0      0      0      0      0

```

Columns 8 through 12

```

0      0      0      0      0
0      0      0      0      0
0      0      0      0      0
0      0      0      0      0
0      0      0      0      0

```

Lanjutan Lampiran 3

0	0	0	0	0
0	0	0	0	0
-0.1264	0	0	0	0
0	0.0780	0	0	0
0	0	0.0377	0	0
0	0	0	0.0002	0
0	0	0	0	-0.0001

$$\gg F1 = M \cdot Q1 \cdot (3.4501) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F1 = gaya geser mode ke-1

3.3581
6.6372
9.7641
12.6659
15.2697
17.5206
19.3579
16.1856
11.6137
12.0097
12.2596
7.7424

$$\gg F2 = M \cdot Q2 \cdot (-1.1144) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F2 = gaya geser mode ke-2

2.8414
5.1503
6.4963
6.6280
5.5178
3.3759
0.6013
-1.7825
-2.5812
-3.6852
-4.4223
-2.9562

$$\gg F3 = M \cdot Q3 \cdot (0.6569) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F3 = gaya geser mode ke-3

2.7626
4.2162
3.6730
1.3900
-1.5521
-3.7587
-4.1850
-2.0500
-0.0544
1.3077

Lanjutan Lampiran 3

2.3392
1.7422

$$\gg F4 = M \cdot Q4 \cdot (-0.4535) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F4 = gaya geser mode ke-4

2.6533
2.8740
0.4598
-2.3758
-3.0331
-0.9092
2.0479
2.4394
1.0513
-0.0806
-1.1729
-1.0602

$$\gg F5 = M \cdot Q5 \cdot (0.3248) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F5 = gaya geser mode ke-5

2.1076
1.1174
-1.5148
-1.9209
0.4965
2.1838
0.6615
-1.4299
-1.1878
-0.4663
0.6209
0.7655

$$\gg F6 = M \cdot Q6 \cdot (0.2406) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F6 = gaya geser mode ke-6

1.5931
-0.0721
-1.5901
0.1438
1.5833
-0.2151
-1.5735
0.2234
0.9014
0.6666
-0.2956
-0.5862

$$\gg F7 = M \cdot Q7 \cdot (-0.1803) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F7 = gaya geser mode ke-7

Lanjutan Lampiran 3

0.2823
-0.2645
0.2196
-0.1187
-0.0327
0.0838
0.0260
-0.0538

$$\gg F_{11} = M \cdot Q_{11} \cdot (0.0002) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F11 = gaya geser mode ke-11

0.0000
-0.0000
0.0000
-0.0000
0.0000
-0.0001
0.0004
-0.0009
0.0011
-0.0003
-0.0008
0.0007

$$\gg F_{12} = M \cdot Q_{12} \cdot (-0.0001) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F12 = gaya geser mode ke-12

1.0e-003 *

0
0
0
0.0004
-0.0019
0.0095
-0.0451
0.1679
-0.3722
0.5279
-0.5395
0.2531

Lanjutan Lampiran 3

1.1948
-0.7589
-0.7128
1.2116
-0.0569
-1.1757
0.8037
0.5188
-0.4485
-0.6212
0.0794
0.4190

$$\gg F8 = M \cdot Q8 \cdot (-0.1264) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F8 = gaya geser mode ke-8

0.7159
-0.8556
0.3067
0.4890
-0.8913
0.5761
0.2026
-0.6382
0.1068
0.4682
0.0314
-0.2876

$$\gg F9 = M \cdot Q9 \cdot (0.0780) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F9 = gaya geser mode ke-9

0.3143
-0.5107
0.5159
-0.3279
0.0169
0.3002
-0.5050
0.4060
0.0396
-0.2752
-0.0576
0.1701

$$\gg F10 = M \cdot Q10 \cdot (0.0377) \cdot (0.0415 \cdot 9.81)$$

F10 = gaya geser mode ke-10

0.0893
-0.1694
0.2322
-0.2712

Lampiran 4. Input SAP'90 variasi II (67%)

Perencanaan Gedung 3D "shear-wall" Analisis Dinamis Var.673
C Satuan Kg-m

C ENGINEER : 1. CENGCENG AHMAD DAUD
C 2. ALEX SARIYANDI

SYSTEM

L=4 :B.MATI, B.HIDUP, B.GEMPA ARAH X, B.GEMPA ARAH Y

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
13			Z=48	G=1,13,1
14	X=6		Z=0	
26	X=6		Z=48	G=14,26,1
27	X=12		Z=0	
39			Z=48	G=27,39,1
40	X=18		Z=0	
48			Z=32	G=40,48,1
49	X=24		Z=0	
57			Z=32	G=49,57,1
58	X=0	Y=6	Z=0	
70			Z=48	G=58,70,1
71	X=6		Z=0	
83			Z=48	G=71,83,1
84	X=12		Z=0	
96			Z=48	G=84,96,1
97	X=18		Z=0	
105			Z=32	G=97,105,1
106	X=24		Z=0	
114			Z=32	G=106,114,1
115	X=0	Y=12	Z=0	
127			Z=48	G=115,127,1
128	X=6		Z=0	
140			Z=48	G=128,140,1
141	X=12		Z=0	
153			Z=48	G=141,153,1
154	X=18		Z=0	
162			Z=32	G=154,162,1
163	X=24		Z=0	
171			Z=32	G=163,171,1

RESTRAINTS

1	27	13	R=1,1,1,1,1,1	: DUK.JEPIT
40	49	9	R=1,1,1,1,1,1	: DUK.JEPIT
58	84	13	R=1,1,1,1,1,1	: DUK.JEPIT
97	106	9	R=1,1,1,1,1,1	: DUK.JEPIT
115	141	13	R=1,1,1,1,1,1	: DUK.JEPIT
154	163	9	R=1,1,1,1,1,1	: DUK.JEPIT

FRAME

NM=4 NL=24 NSEC=3 Z=-1

C PROPERTIS ELEMEN

1	SH=R	T=0.5,0.7	W=0.7*0.5*2400	E=2.78E9	:KOLOM ARAH X DAN Y
2	SH=R	T=0.7,0.35	W=0.7*0.35*2400	E=2.78E9	:BALOK ARAH X DAN Y
3	SH=R	T=5.5,0.3	W=5.5*0.3*2400	E=2.78E9	:DINDING GESER KIRI
4	SH=R	T=4,0.3	W=4*0.3*2400	E=2.78E9	:DINDING GESER KANAN

C IDENTIFIKASI BEBAN

C BEBAN BALOK LANTAI AS-A DAN AS-E

1	WG=0,0,-2072	:MATI
2	WG=0,0,-375	:HIDUP

C BEBAN BALOK ATAP AS-A DAN AS-E

3	WG=0,0,-1200	:MATI
4	WG=0,0,-150	:HIDUP

C BEBAN BALOK LANTAI AS-B DAN AS-D

5	WG=0,0,-3618	:MATI
---	--------------	-------

Lanjutan Lampiran 4

6	WG=0,0,-750				:HIDUP
C BEBAN BALOK ATAP AS-B DAN AS-D					
7	WG=0,0,-1812				:MATI
8	WG=0,0,-300				:HIDUP
C BEBAN BALOK LANTAI (1-7) AS-C					
9	WG=0,0,-3618				:MATI
10	WG=0,0,-750				:HIDUP
C BEBAN BALOK LANTAI (8) AS-C					
11	WG=0,0,-3272				:MATI
12	WG=0,0,-525				:HIDUP
C BEBAN BALOK LANTAI (9-11) AS-C					
13	WG=0,0,-2072				:MATI
14	WG=0,0,-375				:HIDUP
C BEBAN BALOK ATAP AS-C					
15	WG=0,0,-1200				:MATI
16	WG=0,0,-150				:HIDUP
C BEBAN BALOK LANTAI AS-1 DAN AS-3					
17	WG=0,0,-2072				:MATI
18	WG=0,0,-375				:HIDUP
C BEBAN BALOK ATAP AS-1 DAN AS-3					
19	WG=0,0,-1200				:MATI
20	WG=0,0,-150				:HIDUP
C BEBAN BALOK LANTAI AS-2					
21	WG=0,0,-3618				:MATI
22	WG=0,0,-750				:HIDUP
C BEBAN BALOK ATAP AS-2					
23	WG=0,0,-1812				:MATI
24	WG=0,0,-300				:HIDUP
C IDENTIFIKASI ELEMEN					
C ELEMEN KOLOM					
1	1	2	M=1	G=11,1,1,1	LP=-2
13	14	15		G=11,1,1,1	LP=3
25	27	28		G=11,1,1,1	
37	40	41		G=7,1,1,1	
45	49	50		G=7,1,1,1	LP=-2
53	58	59		G=11,1,1,1	LP=-2
65	71	72	M=3	G=11,1,1,1	LP=3
77	84	85	M=1	G=11,1,1,1	:DIN.GESER KIRI
89	97	98	M=4	G=7,1,1,1	:DIN.GESER KANAN
97	106	107	M=1	G=7,1,1,1	LP=-2
105	115	116		G=11,1,1,1	
117	128	129		G=11,1,1,1	LP=3
129	141	142		G=11,1,1,1	
141	154	155		G=7,1,1,1	
149	163	164		G=7,1,1,1	LP=-2
C IDENTIFIKASI BALOK ARAH-Y					
157	2	15	M=2	NSL=17,18	G=10,1,1,1 LP=2
168	13	26	M=2	NSL=19,20	
169	15	28	M=2	NSL=17,18	G=10,1,1,1
180	26	39	M=2	NSL=19,20	
181	28	41	M=2	NSL=17,18	G=6,1,1,1
188	35	48	M=2	NSL=19,20	
189	41	50	M=2	NSL=17,18	G=6,1,1,1
196	48	57		NSL=19,20	
197	59	72		NSI=21,22	G=10,1,1,1
208	70	83		NSL=23,24	
209	72	85		NSL=21,22	G=10,1,1,1
220	83	96		NSL=23,24	
221	85	98		NSI=21,22	G=6,1,1,1
228	92	105		NSL=23,24	

Lanjutan Lampiran 4

229	98	107		NSL=21,22	G=6,1,1,1
236	105	114		NSL=23,24	
237	116	129		NSL=17,18	G=10,1,1,1
248	127	140		NSL=19,20	
249	129	142		NSL=17,18	G=10,1,1,1
260	140	153		NSL=19,20	
261	142	155		NSL=17,18	G=6,1,1,1
268	149	162		NSL=19,20	
269	155	164		NSL=17,18	G=6,1,1,1
276	162	171		NSL=19,20	
C IDENTIFIKASI BALOK ARAH-X					
277	2	59	M=2	NSL=1,2	G=10,1,1,1 LP=3
288	13	70		NSL=3,4	
289	59	116		NSL=1,2	G=10,1,1,1
300	70	127		NSL=3,4	
301	15	72		NSL=5,6	RE=0,2.75 G=10,1,1,1
312	26	83		NSL=7,8	RE=0,2.75
313	72	129		NSL=5,6	RE=2.75,0 G=10,1,1,1
324	83	140		NSL=7,8	RE=2.75,0
325	28	85		NSL=9,10	G=6,1,1,1
332	35	92		NSL=11,12	
333	36	93		NSL=13,14	G=2,1,1,1
336	39	96		NSL=15,16	
337	85	142		NSL=9,10	G=6,1,1,1
344	92	149		NSL=11,12	
345	93	150		NSL=13,14	G=2,1,1,1
348	96	153		NSL=15,16	
349	41	98		NSL=5,6	RE=0,2 G=6,1,1,1
356	48	105		NSL=7,8	RE=0,2
357	98	155		NSL=5,6	RE=2,0 G=6,1,1,1
364	105	162		NSL=7,8	RE=2,0
365	50	107		NSL=1,2	G=6,1,1,1
372	57	114		NSL=3,4	
373	107	164		NSL=1,2	G=6,1,1,1
380	114	171		NSL=3,4	
LOADS					
C ARAH X					
2	116	57	L=3	F=1119.8,0,0	
3	117	57	L=3	F=2212.4,0,0	
4	118	57	L=3	F=3254.7,0,0	
5	119	57	L=3	F=4222,0,0	
6	120	57	L=3	F=5089.91,0,0	
7	121	57	L=3	F=5840.29,0,0	
8	122	57	L=3	F=6452.63,0,0	
9	123	57	L=3	F=5395.20,0,0	
10	124	57	L=3	F=3871.23,0,0	
11	125	57	L=3	F=4003.23,0,0	
12	126	57	L=3	F=4086.53,0,0	
13	127	57	L=3	F=2580.80,0,0	
C GEMPA ARAH Y					
2	28	13	L=4	F=0,865.180,0	
3	29	13	L=4	F=0,1712.44,0	
4	30	13	L=4	F=0,2518.96,0	
5	31	13	L=4	F=0,3268.48,0	
6	32	13	L=4	F=0,3944.82,0	
7	33	13	L=4	F=0,4529.38,0	
8	34	13	L=4	F=0,5011.84,0	
9	35	13	L=4	F=0,4196.42,0	
10	36	13	L=4	F=0,3113.12,0	
11	37	13	L=4	F=0,3293.14,0	

Lanjutan Lampiran 4

12 38 13 L=4 F=0,3405.16,0
13 39 13 L=4 F=0,2161.34,0
C GEMPA AS-D dan As -E
41 50 9 L=4 F=0,865.180,0
42 51 9 L=4 F=0,1712.44,0
43 52 9 L=4 F=0,2518.96,0
44 53 9 L=4 F=0,3268.46,0
45 54 9 L=4 F=0,3944.62,0
46 55 9 L=4 F=0,4529.56,0
47 56 9 L=4 F=0,5011.84,0
48 57 9 L=4 F=0,4196.42,0
COMBO
1 C=1.2,1.6,0,0 : B.mati dan B.hidup
2 C=1.05,0.75*1.05,1.05,0 : Gempa arah - X
3 C=1.05,0.75*1.05,0,1.05 : Gempa arah - Y

Lampiran 5. Output SAP'90 (momen lentur, gaya geser, dan gaya torsi) pada variasi II (67%)

Mr. Irsan

PAGE 25

Perencanaan Gedung 3D "shear-wall" Analisis Dinamis Var.67% PROGRAM:SAP90/FILE:re.F3F

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
65 -----								
1	0.000	0.000			-1.5370E+06			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000		235.125	-554.791	
	2.000	0.000	0.000	0.000		235.125	-84.542	
	4.000	0.000	0.000	0.000		235.125	365.708	
	4.000				-1.5180E+06			0.000
2	0.000	0.000			-1.2430E+06			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000		-12152.026	31205.278	
	2.000	0.000	0.000	0.000		-12152.026	6901.226	
	4.000	0.000	0.000	0.000		-12152.026	-17402.827	
	4.000				-1.2263E+06			0.000
3	0.000	0.000			-1.2542E+06			-191.846
	0.000	81536.498	-891930.072			187.574	-446.722	
	2.000	81536.498	-728857.076			187.574	-71.574	
	4.000	81536.498	-565784.079			187.574	303.574	
	4.000				-1.2375E+06			-191.848
66 -----								
1	0.000	0.000			-1.4173E+06			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000		698.472	-1251.961	
	2.000	0.000	0.000	0.000		698.472	144.982	
	4.000	0.000	0.000	0.000		698.472	1541.925	
	4.000				-1.3983E+06			0.000
2	0.000	0.000			-1.1457E+06			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000		-11578.131	24035.180	
	2.000	0.000	0.000	0.000		-11578.131	678.916	
	4.000	0.000	0.000	0.000		-11578.131	-22277.344	
	4.000				-1.1291E+06			0.000
3	0.000	0.000			-1.1567E+06			-263.206
	0.000	76112.216	-635991.936			558.410	-1004.004	
	2.000	76112.216	-483767.505			558.410	112.817	
	4.000	76112.216	-331543.073			558.410	1229.638	
	4.000				-1.1401E+06			-263.206
67 -----								
1	0.000	0.000			-1.2938E+06			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000		1506.915	-3013.899	
	2.000	0.000	0.000	0.000		1506.915	-0.068	
	4.000	0.000	0.000	0.000		1506.915	3013.762	
	4.000				-1.2748E+06			0.000
2	0.000	0.000			-1.0456E+06			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000		-10346.421	20482.012	
	2.000	0.000	0.000	0.000		-10346.421	-210.830	
	4.000	0.000	0.000	0.000		-10346.421	-20993.673	
	4.000				-1.0269E+06			0.000

Lanjutan Lampiran 5

Mr. Irsan

PAGE 26

Perencanaan Gedung 3D "shear-wall" Analisis Dinamis

PROGRAM:SAP90/FILE:re.53F
Var.67%

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
3	0.000	0.000			-1.0562E+06			-265.148
	0.000	0.000	69325.628	-439213.795	1206.642	-2416.432		
	2.000	0.000	69325.628	-300562.538	1206.642	-3.148		
	4.000	0.000	69325.628	-161911.281	1206.642	2410.136		
	4.000	0.000			-1.0395E+06			-265.148

68	1	0.000			-1.1667E+06			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	2042.121	-4082.995		
	2.000	0.000	0.000	0.000	2042.121	1.246		
	4.000	0.000	0.000	0.000	2042.121	4085.487		
	4.000	0.000			-1.1477E+06			0.000
2	0.000	0.000			-942674.500			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	-9043.440	17586.803		
	2.000	0.000	0.000	0.000	-9043.440	-500.077		
	4.000	0.000	0.000	0.000	-9043.440	-18586.958		
	4.000	0.000			-926042.500			0.000
3	0.000	0.000			-952677.375			-261.027
	0.000	0.000	61972.628	-288035.988	1636.697	-3275.136		
	2.000	0.000	61972.628	-164090.732	1636.697	-1.743		
	4.000	0.000	61972.628	-40145.477	1636.697	3271.651		
	4.000	0.000			-936045.375			-261.027

69	1	0.000			-1.0369E+06			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	2529.335	-5094.816		
	2.000	0.000	0.000	0.000	2529.335	-36.145		
	4.000	0.000	0.000	0.000	2529.335	5022.526		
	4.000	0.000			-1.0179E+06			0.000
2	0.000	0.000			-837617.250			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	-7507.545	14298.465		
	2.000	0.000	0.000	0.000	-7507.545	-716.625		
	4.000	0.000	0.000	0.000	-7507.545	-15731.716		
	4.000	0.000			-820985.250			0.000
3	0.000	0.000			-846871.563			-254.708
	0.000	0.000	54026.433	-170905.943	2029.274	-4089.867		
	2.000	0.000	54026.433	-62853.077	2029.274	-31.319		
	4.000	0.000	54026.433	45199.788	2029.274	4027.229		
	4.000	0.000			-830239.563			-254.708

70	1	0.000			-904752.313			0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	2939.393	-5937.241		
	2.000	0.000	0.000	0.000	2939.393	-58.455		
	4.000	0.000	0.000	0.000	2939.393	5820.331		
	4.000	0.000			-885744.313			0.000

Lanjutan Lampiran 5

Mr. Irsan

PAGE 27

Perencanaan Gedung 3D "shear-wall" Analisis Dinamis

PROGRAM: SAP90/FILE: re.F3F
Var.678

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TOEQ
		SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
2	0.000			-730815.125			0.000
	0.000	0.000	0.000	-5809.979	10730.180		
	2.000	0.000	0.000	-5809.979	-889.777		
	4.000	0.000	0.000	-5809.979	-12509.735		
	4.000			-714183.125			0.000
3	0.000			-739210.563			-235.550
	0.000	45536.022	-80802.143	2360.661	-4770.287		
	2.000	45536.022	10269.900	2360.661	-48.966		
	4.000	45536.022	101341.944	2360.661	4672.355		
	4.000			-722578.563			-235.550
71 -----							
1	0.000			-770887.688			0.000
	0.000	0.000	0.000	3238.987	-6604.881		
	2.000	0.000	0.000	3238.987	-126.907		
	4.000	0.000	0.000	3238.987	6351.066		
	4.000			-751879.688			0.000
2	0.000			-622664.500			0.000
	0.000	0.000	0.000	-3988.499	6921.326		
	2.000	0.000	0.000	-3988.499	-1055.671		
	4.000	0.000	0.000	-3988.499	-9032.668		
	4.000			-606032.500			0.000
3	0.000			-630108.938			-191.046
	0.000	36576.797	-13754.816	2605.316	-5313.351		
	2.000	36576.797	59398.777	2605.316	-102.719		
	4.000	36576.797	132552.372	2605.316	5107.914		
	4.000			-613476.938			-191.046
72 -----							
1	0.000			-635748.000			0.000
	0.000	0.000	0.000	4022.689	-7368.248		
	2.000	0.000	0.000	4022.689	677.131		
	4.000	0.000	0.000	4022.689	8722.510		
	4.000			-616740.000			0.000
2	0.000			-513469.500			0.000
	0.000	0.000	0.000	-1178.174	2794.420		
	2.000	0.000	0.000	-1178.174	438.071		
	4.000	0.000	0.000	-1178.174	-1918.278		
	4.000			-496837.500			0.000
3	0.000			-519959.438			-135.920
	0.000	27337.146	31967.757	3238.826	-5932.120		
	2.000	27337.146	86642.049	3238.826	545.531		
	4.000	27337.146	141316.341	3238.826	7023.182		
	4.000			-503327.436			-135.920

Lanjutan Lampiran 5

Mr. Irsan

PAGE 28

Perencanaan Gedung 3D "shear-wall" Analisis Dinamis

PROGRAM: SAP90/FILE: pe.F3F
Var.678

FRAME ELEMENT FORCES

ELT ID	LOAD COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
			SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
73								
1	0.000	0.000		-499285.500				0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	1385.920	-2067.032		
	2.000	0.000	0.000	0.000	1385.920	704.818		
	4.000	0.000	0.000	0.000	1385.920	3476.657		
	4.000				-480277.500			0.000
2	0.000	0.000		-403227.344				0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	-5260.672	11082.549		
	2.000	0.000	0.000	0.000	-5260.672	561.205		
	4.000	0.000	0.000	0.000	-5260.672	-9960.139		
	4.000				-386595.344			0.000
3	0.000	0.000		-408737.500				-165.198
	0.000	19225.557	56500.629	1109.688	-1649.557			
	2.000	19225.557	94951.744	1109.688	569.818			
	4.000	19225.557	133402.859	1109.688	2789.194			
	4.000				-392105.500			-165.198
74								
1	0.000	0.000		-363399.281				0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	264.489	-165.258		
	2.000	0.000	0.000	0.000	264.489	363.721		
	4.000	0.000	0.000	0.000	264.489	892.699		
	4.000				-344391.281			0.000
2	0.000	0.000		-294116.156				0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	-5246.982	10016.549		
	2.000	0.000	0.000	0.000	-5246.982	-477.416		
	4.000	0.000	0.000	0.000	-5246.982	-10971.380		
	4.000				-277484.156			0.000
3	0.000	0.000		-297943.469				-100.769
	0.000	12752.888	63505.799	205.336	-117.038			
	2.000	12752.888	89011.576	205.336	293.633			
	4.000	12752.888	114517.352	205.336	704.305			
	4.000				-281311.469			-100.769
75								
1	0.000	0.000		-227032.281				0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	462.480	-898.316		
	2.000	0.000	0.000	0.000	462.480	26.641		
	4.000	0.000	0.000	0.000	462.480	951.601		
	4.000				-208024.281			0.000
2	0.000	0.000		-184324.328				0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	-2958.669	4808.748		
	2.000	0.000	0.000	0.000	-2958.669	-1108.591		
	4.000	0.000	0.000	0.000	-2958.669	-7025.930		
	4.000				-167692.328			0.000

Lanjutan Lampiran 5

Mr. Irsan

PAGE 29

Perencanaan Gedung 3D "shear-wall" Analisis Dinamis

PROGRAM:SAP90/FILE:re.F3F
Var.67%

FRAME ELEMENT FORCES

ELT LOAD ID COMB	DIST ENDI	1-2 PLANE		AXIAL FORCE	1-3 PLANE		AXIAL TORQ
		SHEAR	MOMENT		SHEAR	MOMENT	
3	0.000			-186724.406			
	0.000	6484.674	57651.475		365.436	-709.653	-27.656
	2.000	6484.674	70620.822		365.436	21.219	
	4.000	6484.674	83590.169		365.436	752.092	
	4.000			-170092.406			-27.656

76	1	0.000		-89944.430			0.000
	0.000	0.000	0.000		301.985	-402.287	
	2.000	0.000	0.000		301.985	201.683	
	4.000	0.000	0.000		301.985	805.652	
	4.000			-70936.430			0.000
2	0.000			-73866.680			0.000
	0.000	0.000	0.000		-1198.144	1620.036	
	2.000	0.000	0.000		-1198.144	-776.253	
	4.000	0.000	0.000		-1198.144	-3172.542	
	4.000			-57234.680			0.000
3	0.000			-74929.695			32.105
	0.000	-197.659	35952.057		237.851	-316.863	
	2.000	-197.659	33556.739		237.851	158.039	
	4.000	-197.659	35161.421		237.851	634.540	
	4.000			-58297.695			32.105

77	1	0.000		-619550.125			0.000
	0.000	0.000	0.000		-9.311	-195.323	
	2.000	0.000	0.000		-9.311	-213.945	
	4.000	0.000	0.000		-9.311	-232.568	
	4.000			-615518.125			0.000
2	0.000			-512640.844			0.000
	0.000	0.000	0.000		-12886.740	33897.869	
	2.000	0.000	0.000		-12886.740	8124.389	
	4.000	0.000	0.000		-12886.740	-17649.090	
	4.000			-509112.844			0.000
3	0.000			-501953.500			-21.792
	0.000	3048.448	-7266.856		-8.068	-159.712	
	2.000	3048.448	-1169.260		-8.068	-175.849	
	4.000	3048.448	4926.936		-8.068	-191.985	
	4.000			-498425.500			-21.792

78	1	0.000		-543689.563			0.000
	0.000	0.000	0.000		-17.773	-182.645	
	2.000	0.000	0.000		-17.773	-218.190	
	4.000	0.000	0.000		-17.773	-253.736	
	4.000			-539657.563			0.000

Lampiran 6. Output SAP'90 (simpangan relatif) arah-X pada variasi II (67%)

Mr. Irsan

Perencanaan Gedung 3D "shear-wall" Analisis Dinamis PROGRAM:SAP90/FILE:re.SOL
Var.67%

J O I N T D I S P L A C E M E N T S

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
51	0.008712	-0.000001	-0.001678	-0.000091	0.000778	-0.000003
52	0.013911	-0.000002	-0.002334	-0.000099	0.000728	-0.000003
53	0.018733	-0.000001	-0.002667	-0.000104	0.000646	-0.000002
54	0.023028	-0.000001	-0.003276	-0.000108	0.000541	-0.000002
55	0.026686	0.000000	-0.003571	-0.000112	0.000426	-0.000002
56	0.029645	-0.000005	-0.003748	-0.000106	0.000291	-0.000001
57	0.031750	0.000031	-0.003815	-0.000173	0.000103	0.000000
58	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
59	0.003519	0.000000	-0.001264	0.000000	0.001060	0.000000
60	0.008782	0.000000	-0.002411	0.000000	0.001082	0.000000
61	0.013991	0.000000	-0.003449	0.000000	0.001033	0.000000
62	0.018829	0.000000	-0.004380	0.000000	0.000945	0.000000
63	0.023141	0.000000	-0.005204	0.000000	0.000838	0.000000
64	0.026811	0.000000	-0.005921	0.000000	0.000712	0.000000
65	0.029737	0.000000	-0.006528	0.000000	0.000575	0.000000
66	0.032094	0.000000	-0.007022	0.000000	0.000601	0.000000
67	0.035275	0.000000	-0.007406	0.000000	0.000706	0.000000
68	0.038497	0.000000	-0.007685	0.000000	0.000629	0.000000
69	0.041010	0.000000	-0.007856	0.000000	0.000518	0.000000
70	0.042773	0.000000	-0.007915	0.000000	0.000244	0.000000
71	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
72	0.003522	0.000000	-0.001077	0.000000	0.000802	0.000000
73	0.008762	0.000000	-0.002068	0.000000	0.000905	0.000000
74	0.013964	0.000000	-0.002973	0.000000	0.000880	0.000000
75	0.018794	0.000000	-0.003788	0.000000	0.000822	0.000000
76	0.023100	0.000000	-0.004511	0.000000	0.000739	0.000000
77	0.026764	0.000000	-0.005141	0.000000	0.000635	0.000000
78	0.029688	0.000000	-0.005677	0.000000	0.000512	0.000000
79	0.032026	0.000000	-0.006117	0.000000	0.000563	0.000000
80	0.035240	0.000000	-0.006462	0.000000	0.000629	0.000000
81	0.038471	0.000000	-0.006711	0.000000	0.000573	0.000000
82	0.040972	0.000000	-0.006864	0.000000	0.000444	0.000000
83	0.042757	0.000000	-0.006921	0.000000	0.000354	0.000000
84	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
85	0.003531	0.000000	-0.002100	0.000000	0.000818	0.000000
86	0.008754	0.000000	-0.003948	0.000000	0.000883	0.000000
87	0.013949	0.000000	-0.005559	0.000000	0.000834	0.000000
88	0.018774	0.000000	-0.006947	0.000000	0.000749	0.000000
89	0.023074	0.000000	-0.008124	0.000000	0.000641	0.000000
90	0.026734	0.000000	-0.009097	0.000000	0.000517	0.000000
91	0.029665	0.000000	-0.009876	0.000000	0.000374	0.000000
92	0.031922	0.000000	-0.010467	0.000000	0.000321	0.000000
93	0.035203	0.000000	-0.010907	0.000000	0.000779	0.000000
94	0.038464	0.000000	-0.011217	0.000000	0.000617	0.000000
95	0.040950	0.000000	-0.011400	0.000000	0.000444	0.000000
96	0.042756	0.000000	-0.011462	0.000000	0.000458	0.000000
97	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
98	0.003545	0.000000	-0.000867	0.000000	0.000655	0.000000
99	0.008749	0.000000	-0.001628	0.000000	0.000667	0.000000
100	0.013941	0.000000	-0.002282	0.000000	0.000624	0.000000

Lampiran 7. Output SAP'90 (simpangan relatif) arah-Y pada variasi II (67%)

Mr. Irsan

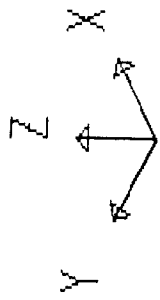
Perencanaan Gedung 3D "shear-wall" Analisis Dinamis Var.67%

PROGRAM:SAP90/FILE:re.SOL

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 3 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

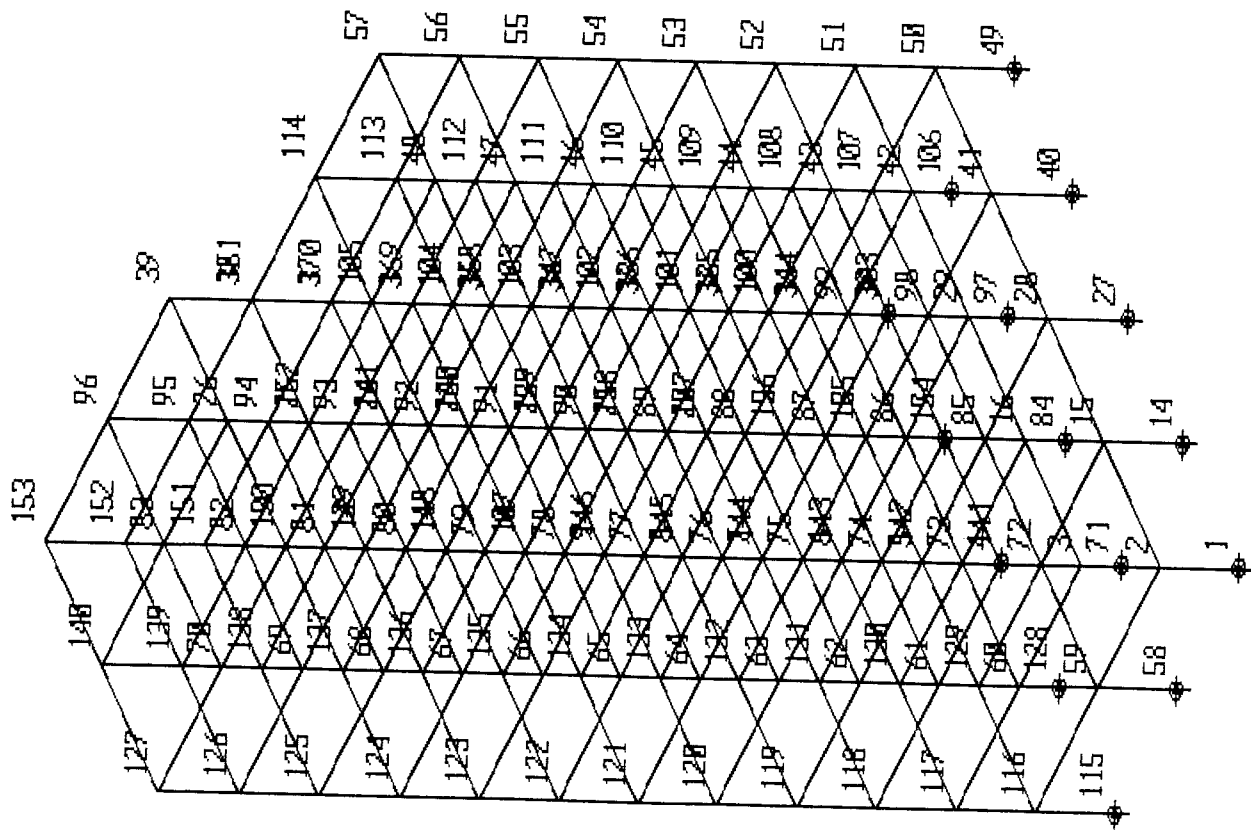
JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
51	-0.000347	0.003962	-0.001126	-0.000621	-0.000181	0.000130
52	-0.000648	0.006567	-0.001579	-0.000631	-0.000200	0.000173
53	-0.001018	0.009977	-0.001957	-0.000604	-0.000215	0.000194
54	-0.001452	0.011356	-0.002258	-0.000551	-0.000229	0.000196
55	-0.001941	0.013282	-0.002480	-0.000471	-0.000237	0.000183
56	-0.002467	0.014732	-0.002619	-0.000361	-0.000254	0.000153
57	-0.003039	0.015694	-0.002672	-0.000337	-0.000227	0.000115
58	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
59	-0.000055	0.001667	-0.001485	-0.000404	0.000193	-0.000056
60	-0.000138	0.004466	-0.002823	-0.000505	0.000124	-0.000127
61	-0.000312	0.007509	-0.004021	-0.000531	0.000098	-0.000188
62	-0.000553	0.010580	-0.005082	-0.000533	0.000071	-0.000236
63	-0.000864	0.013566	-0.006009	-0.000517	0.000048	-0.000272
64	-0.001246	0.016360	-0.006805	-0.000482	0.000025	-0.000297
65	-0.001703	0.018859	-0.007472	-0.000430	0.000006	-0.000309
66	-0.002144	0.020997	-0.008012	-0.000378	0.000053	-0.000307
67	-0.002007	0.022835	-0.008428	-0.000338	0.000143	-0.000298
68	-0.001526	0.024449	-0.008724	-0.000300	0.000166	-0.000282
69	-0.000980	0.025790	-0.008902	-0.000252	0.000201	-0.000254
70	-0.000398	0.026816	-0.008963	-0.000205	0.000024	-0.000220
71	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
72	-0.000046	0.000764	-0.001086	-0.000252	-0.000008	-0.000015
73	-0.000141	0.002349	-0.002088	-0.000419	0.000005	-0.000036
74	-0.000313	0.004456	-0.003002	-0.000523	0.000004	-0.000056
75	-0.000554	0.006860	-0.003825	-0.000580	0.000004	-0.000077
76	-0.000865	0.009396	-0.004556	-0.000602	0.000001	-0.000097
77	-0.001246	0.011942	-0.005194	-0.000598	-0.000005	-0.000115
78	-0.001701	0.014411	-0.005736	-0.000578	-0.000017	-0.000130
79	-0.002154	0.016749	-0.006182	-0.000548	0.000046	-0.000141
80	-0.002011	0.018937	-0.006531	-0.000515	0.000113	-0.000154
81	-0.001524	0.020976	-0.006784	-0.000484	0.000147	-0.000162
82	-0.000990	0.022884	-0.006939	-0.000460	0.000149	-0.000164
83	-0.000394	0.024699	-0.006998	-0.000448	0.000168	-0.000161
84	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
85	-0.000034	0.001303	-0.002056	-0.000231	-0.000018	-0.000005
86	-0.000139	0.003363	-0.003861	-0.000301	-0.000036	-0.000012
87	-0.000311	0.005691	-0.005431	-0.000338	-0.000054	-0.000022
88	-0.000552	0.008170	-0.006779	-0.000361	-0.000074	-0.000040
89	-0.000862	0.010693	-0.007915	-0.000369	-0.000094	-0.000065
90	-0.001244	0.013165	-0.008847	-0.000365	-0.000116	-0.000097
91	-0.001695	0.015519	-0.009583	-0.000354	-0.000133	-0.000132
92	-0.002183	0.017745	-0.010128	-0.000353	-0.000168	-0.000156
93	-0.002024	0.019976	-0.010524	-0.000340	0.000123	-0.000077
94	-0.001522	0.021949	-0.010808	-0.000302	0.000122	-0.000076
95	-0.001000	0.023519	-0.010978	-0.000249	0.000113	-0.000094
96	-0.000387	0.024626	-0.011036	-0.000198	0.000256	-0.000121
97	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
98	-0.2228E-04	0.8149E-03	-0.8573E-03	-0.2848E-03	-0.3080E-04	-0.1372E-04
99	-0.000136	0.002493	-0.001609	-0.000444	-0.000086	-0.000031
100	-0.000308	0.004605	-0.002253	-0.000516	-0.000127	-0.000050



re
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
RESTRAINTS
WIRE FRAME

SAP90



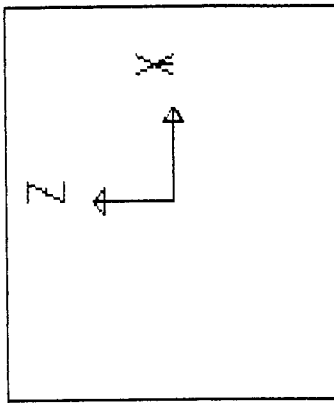


re
 UNDEFORMED
 SHAPE

OPTIONS
 JOINT IDS
 RESTRAINTS
 ELEMENT IDS
 WIRE FRAME

SAP90

13	168	26	188	39	39	57
12	12	167	25	179	38	56
11	11	166	24	178	37	55
10	10	165	23	177	36	54
9	9	164	22	176	35	53
8	8	163	21	175	34	52
7	7	162	20	174	33	51
6	6	161	19	173	32	50
5	5	160	18	172	31	49
4	4	159	17	171	30	48
3	3	158	16	170	29	47
2	2	157	15	169	28	46
1	1	156	14	168	27	45
					26	44
					25	43
					24	42
					23	41
					22	40
					21	39
					20	38
					19	37
					18	36
					17	35
					16	34
					15	33
					14	32
					13	31
					12	30
					11	29
					10	28
					9	27
					8	26
					7	25
					6	24
					5	23
					4	22
					3	21
					2	20
					1	19
					0	18



re
 UNDEFORMED
 SHAPE

OPTIONS
 JOINT IDS
 RESTRAINTS
 ELEMENT IDS
 WIRE FRAME

SAP90

76200	83228	96							
69207	82219	95	88						
68206	81218	94	87						
67205	80217	93	86						
66204	79216	92228	85		10536	114			
65203	78215	91227	84	96	10435	113			
64202	77214	90226	83	95	10334	112			
63201	76213	89225	82	94	10233	111			
62200	75212	88224	81	93	10132	110			
61199	74211	87223	80	92	10031	109			
60198	73210	86222	79	91	99230	108			
59197	72209	85221	78	90	98229	107			
58	71	84	77	89	97	106			



12248	14060	153						
12647	13259	152						
	140							
12546	139	151						
	138							
12245	137	150						
	136							
12244	135	14968	16276	171				
	134							
12243	133	14867	16275	178				
	132							
12242	131	14766	16074	169				
	130							
12241	129	14665	15973	168				
	128							
11840	127	14564	15872	167				
	126							
11839	125	14463	15771	166				
	124							
11838	123	14362	15670	165				
	122							
11837	121	14261	15569	164				
	120							
115	119	141	154	163				
	118							
	117	129	141	154				
	116							

re
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
RESTRAINTS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90



13288	78300	127
12287	69299	126
11286	68298	125
10285	67297	124
9284	66296	123
8283	65295	122
7282	64294	121
6281	63293	120
5280	62292	119
4279	61291	118
3278	60290	117
2277	59289	116
1276	58288	115

re
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
RESTRAINTS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90



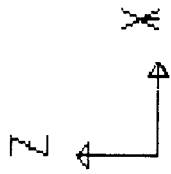
36	39336	96348	153
35	38335	95347	152
34	37334	94346	151
33	36333	93345	150
32	35332	92344	149
31	34331	91343	148
30	33330	90342	147
29	32329	89341	146
28	31328	88340	145
27	30327	87339	144
26	29326	86338	143
25	28325	85337	142
24	27324	84336	141

re
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
RESTRAINTS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

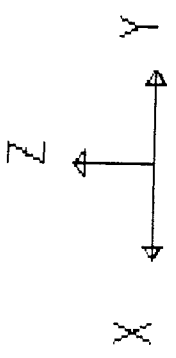
26312	83324	140
25311	82323	139
24310	81322	138
23309	80321	137
22308	79320	136
21307	78319	135
20306	77318	134
19305	76317	133
18304	75316	132
17303	74315	131
16302	73314	130
15301	72313	129
14	71	128



re
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
RESTRAINTS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90

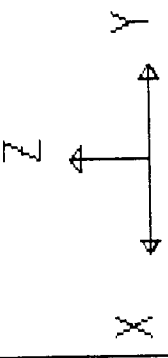


re
 UNDEFORMED
 SHAPE

OPTIONS
 JOINT IDS
 RESTRAINTS
 ELEMENT IDS
 WIRE FRAME

SAP90

48	356	95E	162
47	355	55E	161
46	354	183 362	160
45	353	182 361	159
44	352	181 360	158
43	351	180 359	157
42	350	99 358	156
41	349	98 357	155
40		90	142
39		91	143
38		92	144
37		93	145
36		94	146
35		95	147
34		96	148
33		97	149
32		98	150
31		99	151
30		100	152
29		101	153
28		102	154

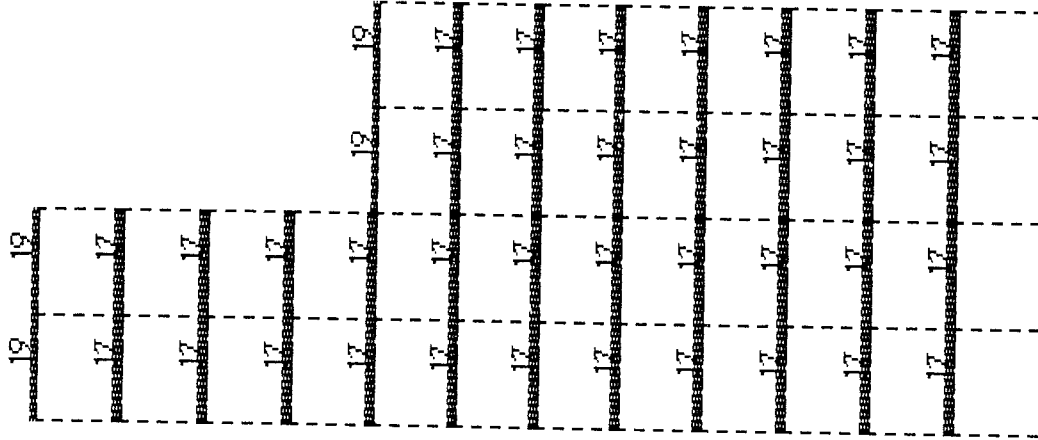


57	372	484	388	185
52				
56	371	113	379	178
95				
51				
55	370	112	378	169
50				
54	369	111	377	168
49				
53	368	110	376	167
48				
52	367	109	375	166
47				
51	366	108	374	165
46				
50	365	107	373	164
45				
96				
97				
98				
150				
151				
152				
149				
99				
100				
101				
102				
103				
104				
149				
186				
163				

re
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
RESTRAINTS
ELEMENT IDS
WIRE FRAME

SAP90



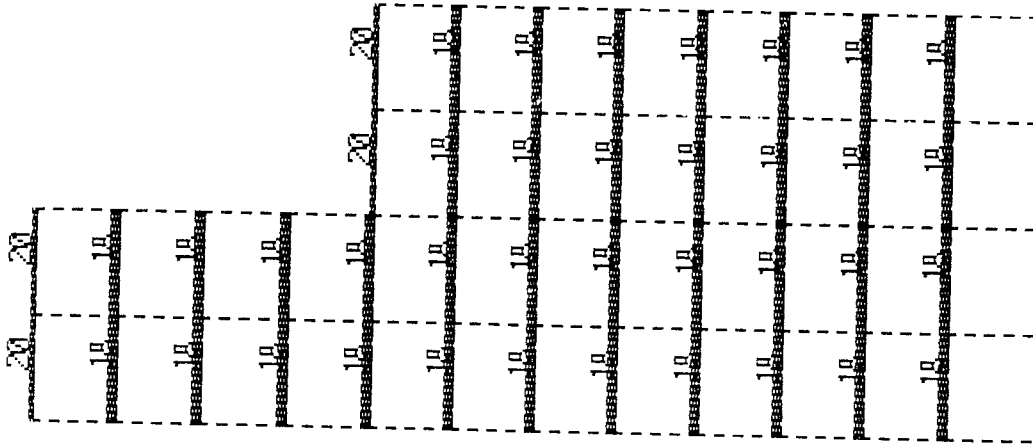
```

re
FRAME
LOADS
LOAD      1
  
```

```

MINIMA
W  - .2072E+04
P  .0000E+00
MAXIMA
W  - .1200E+04
P  .0000E+00
  
```

SAP90



```

re
FRAME
LOADS
LOAD      2

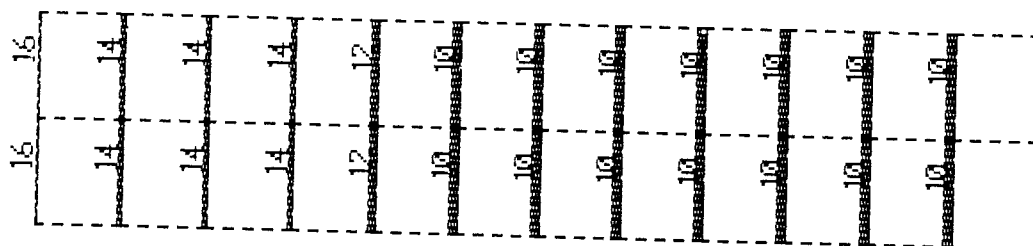
```

```

MINIMA
w  -.3750E+03
P  .0000E+00
MAXIMA
w  .1500E+03
P  .0000E+00

```

SAP90



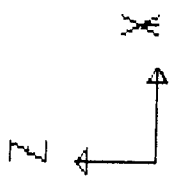
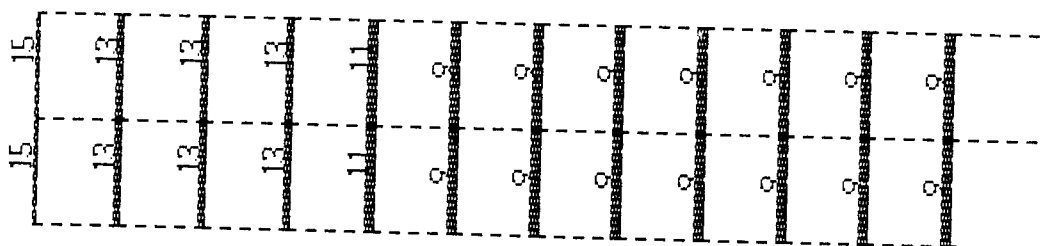
```

re
FRAME
LOADS
LOAD      2
  
```

```

MINIMA
w  -.7500E+03
P  .0000E+00
MAXIMA
w  -.1500E+03
P  .0000E+00
  
```

SAP90



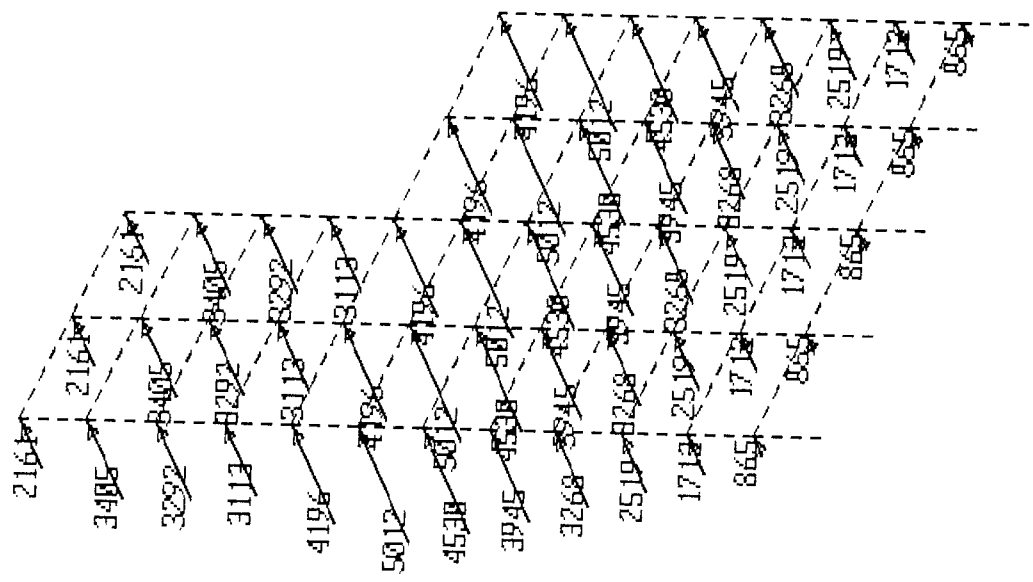
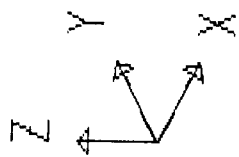
```

re
FRAME
LOADS
LOAD      1
  
```

```

MINIMA
w  - .3618E+04
P  .0000E+00
MAXIMA
w  - .1200E+04
P  .0000E+00
  
```

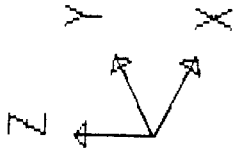
SAP90



re
 JOINT
 LOADS
 LOAD 4

MINIMA
 P .8652E+03
 MAXIMA
 P .5012E+04

SAP90



re

JOINT
LOADS

LOAD 3

3

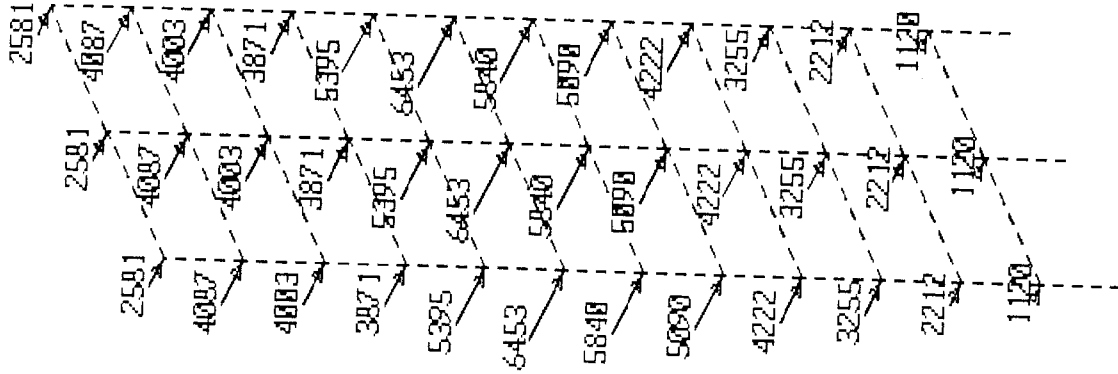
MINIMA

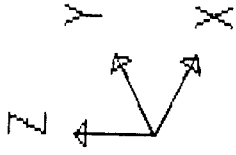
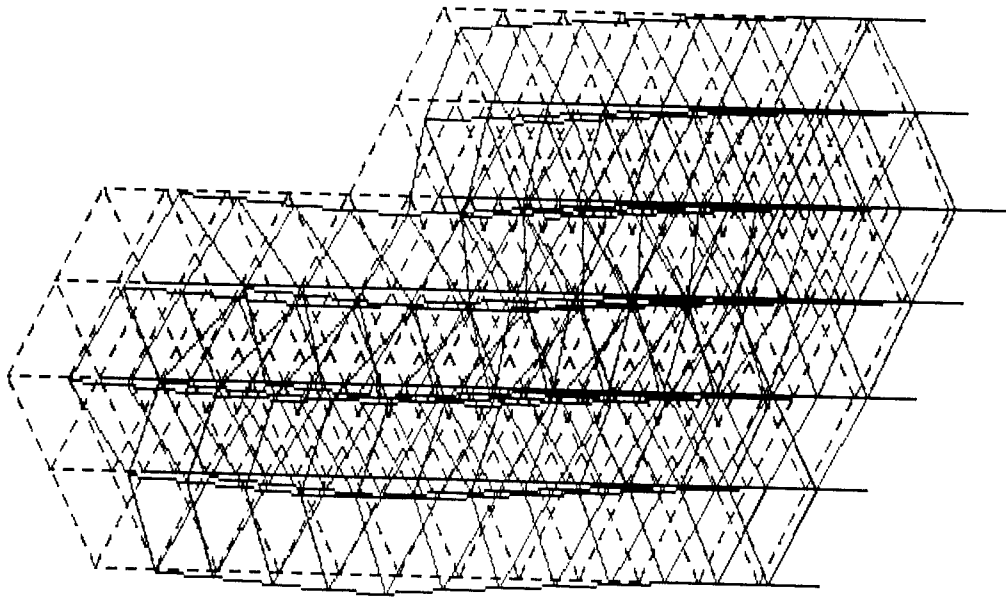
P .1120E+04

MAXIMA

P .6453E+04

SAP90

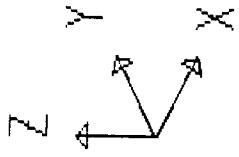




re
 DEFORMED
 SHAPE
 LOAD 1

MINIMA
 X -.2720E-02
 Y -.4721E-04
 Z -.1356E-01
 MAXIMA
 X .0000E+00
 Y .4721E-04
 Z .0000E+00

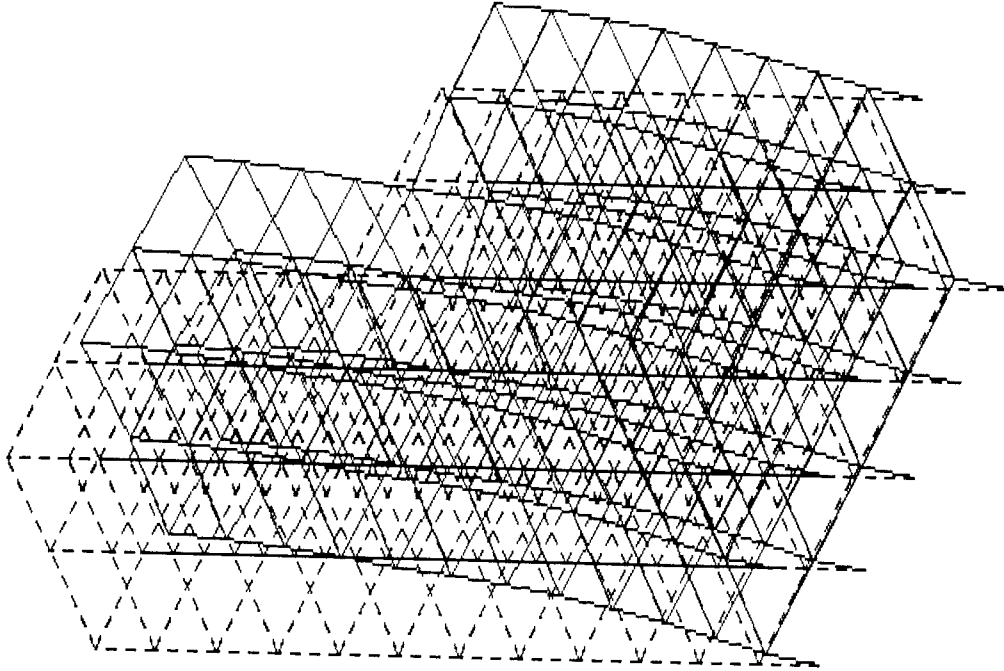
SAP90

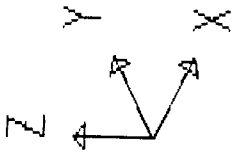


re
DEFORMED
SHAPE
LOAD 2

MINIMA
X .00000E+00
Y -.3861E-04
Z -.1146E-01
MAXIMA
X .4277E-01
Y .3861E-04
Z .00000E+00

SAP90





re
DEFORMED
SHAPE
LOAD 3

MINIMA
X -.3039E-02
Y .0000E+00
Z -.1104E-01
MAXIMA
X .4798E-03
Y .2687E-01
Z .0000E+00

SAP90

