

**TUGAS AKHIR**

**EFEK PENGGUNAAN *GLOBAL BRACING* TERHADAP RESPON  
STRUKTUR BAJA BERTINGKAT BANYAK AKIBAT BEBAN GEMPA  
(ANALISIS DAN DESAIN)**



**Disusun Oleh :**

**ARIEF WIDYATMOKO**

**99 511 225**

**TAUFIKURRAHMAN**

**99 511 433**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
YOGYAKARTA  
2004**

**LEMBAR PENGESAHAN  
TUGAS AKHIR**

**EFEK PENGGUNAAN *GLOBAL BRACING* TERHADAP RESPON  
STRUKTUR BAJA BERTINGKAT BANYAK AKIBAT BEBAN GEMPA  
(ANALISIS DAN DESAIN)**


**Arief Widvatmoko**  
99 511 225

**Taufikurrahman**  
99 511 433

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

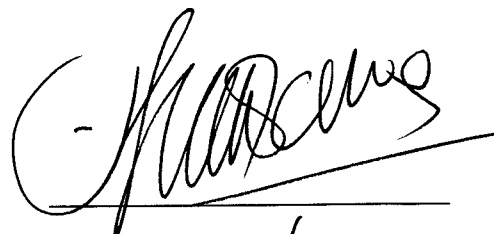
**Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D**

**Dosen Pembimbing I**

  
Tanggal : 15/11/03

**Ir. H. Suharyatmo, MT**

**Dosen Pembimbing II**

  
Tanggal : 15/11/03

## KATA PENGANTAR



**Assalamu'alaikum Wr. Wb.**

Segala puji dan syukur kami panjatkan kehadirat Allah SWT, yang telah memberikan limpahan rahmat dan hidayah-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini tepat waktu. Tugas Akhir ini berjudul **Efek Penggunaan *Global Bracing* Terhadap Respon Struktur Baja Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa (Analisis dan Desain)**.

Tugas Akhir ini merupakan salah satu persyaratan untuk menyelesaikan studi jenjang program strata satu (S1) di Jurusan Teknik Sipil dari Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Permasalahan dan hambatan-hambatan tentu saja terjadi selama tahap pengerjaan Tugas Akhir ini, sehingga kami menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih memiliki banyak kelemahan dan jauh dari sempurna. Oleh karena itu kritik, saran dan masukan sangat kami harapkan dari semua pembaca Tugas Akhir ini guna penyempurnaan bagi kami atau siapapun yang nantinya memerlukan Laporan Tugas Akhir ini sebagai referensi.

Pada kesempatan ini tidak lupa kami menyampaikan rasa terima kasih kami yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Prof. Ir. H. Widodo, MSCE, Ph.D selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia dan Dosen Pembimbing I.
2. Bapak Ir. H. Suharyatmo, MT. selaku Dosen Pembimbing II.

3. Bapak Ir. Tri Fajar Budiono, MT. selaku Dosen Penguji.
4. Bapak Ir. H. Munadhir, MS. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
5. Ayah, Ibu serta segenap keluarga yang telah memberikan dorongan dan doa sehingga kami mampu menyelesaikan Tugas Akhir ini.
6. Rekan-rekan satu almamater di jurusan Teknik Sipil khususnya angkatan 1999 yang telah ikut membantu dan memberikan masukan serta saran dalam penyusunan laporan ini.
7. Semua pihak yang telah banyak membantu dan tidak dapat kami sebutkan satu-persatu.

Besar harapan kami semoga Laporan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi siapapun yang membutuhkan sebuah referensi mengenai analisis struktur portal baja bertingkat tinggi.

**Wassalamualaikum Wr. Wb.**

Yogyakarta, Januari 2004

Penyusun

## LEMBAR MOTTO

*“Sesungguhnya shalatku, ibadahku, hidup dan matiku  
hanyalah untuk Allah, Penguasa semesta alam tiada sekutu bagi-Nya,  
dan demikian itulah yang diperintahkan kepadaku dan aku adalah orang yang pertama-tama  
menyerahkan diri kepada Allah ”*  
(QS Al An'am : 162-163)

*Landasan iman adalah jiwa yang suci, landasan keikhlasan adalah hati yang jernih  
landasan tekad ialah semangat yang kuat membara, landasan usaha ialah kemauan yang keras  
dan landasan pengorbanan ialah akidah yang kokoh.*  
(Abdullah Nashih Ufwan)

*Allah akan mengangkat orang-orang yang beriman di antara kalian  
dan orang-orang yang diberi ilmu  
beberapa derajat lebih tinggi*  
(Al Mujadilah : 11)

## LEMBAR PERSEMBAHAN

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ ” Tiada anugerah terbesar bagi insan di dunia, melainkan dalam perjalanan hidup selalu dipayungi lindungan dan diberi limpahan karunia oleh Allah SWT”.

Dengan segenap hatiku kupersembahkan Tugas Akhir ini kepada.....

✦ *Ayah dan Ibu tercinta*

Terima kasih atas semua perhatian, dukungan dan doa yang Ayah dan Ibu berikan. Kasih sayang dan pengorbanan yang Ayah dan Ibu berikan tidak akan pernah bisa kubalas, doakanlah aku untuk terus berusaha menggapai cita-citaku menjadi seperti yang kalian harapkan, kupersembahkan kebanggaan ini kepada Ayah dan Ibu berdua.....

✦ *Abang, Letnan Dua (P) Ahmad Fahrabi*

Terima kasih atas semua dukungan yang telah diberikan. Semoga kita bisa menjadi orang yang berhasil mewujudkan harapan kedua orang tua kita. Semoga sukses terus menyertai abang dalam setiap tugas operasi laut. *Jalesveva jayamahe, Letnan....*

✦ *My Little Mermaid,.....*

Terima kasih yach atas semua perhatian dan doamu selama ini, pemberi dorongan semangat diwaktu bosan dan jenuh. Kudoakan kamu cepat lulus kuliahnya *and* cepat jadi Bu Dokter...

✦ *My Partner, Arief "Pippo" Widyatmoko, ST*

Terima kasih atas kerjasama dan usaha kerasnya, rif. Akhirnya kita bisa mewujudkan mimpi kita, menyelesaikan studi di Strata 1 *Civil Engineering*, semoga kita tetap saling memberikan bantuan dan dukungan di tahun-tahun berikutnya, Amin.

✦ *Mas Andry Wisnu Prabowo, ST*

Terima kasih banyak mas atas semua bantuan, arahan serta nasehatnya.

✦ *Teman-teman kost "Romantic Garden"*

Budi-sar, lih "ijo" Suparjo, Nofan "marcel", Noman + Mas Gafur. Terima kasih atas semua bantuan dan dukungannya. Kebersamaan kita selama ini semoga tetap terjaga selamanya.

✦ *Crew Asisten Lab. Mekanika Tanah*

Tetap kompak yach, dan tetap semangat membimbing praktikum.

✦ *Teman-teman Sipil 99' FTSP UII*

Buat teman-teman yang lagi menyelesaikan TA, tetap semangat dan cepat selesaikan TAnya. Thank's atas semua kebersamaan kita selama ini, terutama teman-teman bola *grogolan 99' club, keep fight and spirit guys*, jangan lupa main bola tiap minggu pagi.....

*Taufik si Tukang Insinyur*



Allah Maha Pemurah lagi Maha Penyayang, Tunjukkanlah kami jalan

yang benar. Dan semoga aku selalu beriman kepadaMu.

- ❖ Bapak Ibu tercinta  
Terima kasih untuk semua doa, kasih sayang, dan pengorbanan yang telah diberikan. Semoga Arief bisa mempersembahkan yang terbaik untuk mewujudkan semua impian, dan berusaha menjadi yang terbaik.
- ❖ Mas Afthon, Dik Monik dan Dik Isti  
Terima kasih untuk semua doanya, Walaupun kalau ketemu kita sering ribut tapi aku selalu sayang kalian. Mas Ton, makasih ya atas kirimannya. Buat dik Monik n dik Isti, rajin belajar ya.
- ❖ Mardiani Fauziah Amin, makasih atas doanya, dorongan semangat n kesabarannya. Doain mas ya dien supaya cepat dapat kerja.
- ❖ *My partner* Taufikurrahman ST. You are my best friend.
- ❖ Mas Andry Wisnu P, ST. makasih ya mas dipinjamin laporan TA nya n nasehat serta bimbingannya.
- ❖ Keluarga di Magelang  
Bu Sus, bu Har, mas San, bu Rin, om Topan, om Agus, bu Wien, om Sis, bu Asri, bu Titik, om Joko, pak Abib juga buat dik Hanif doain mamik sukses ya.
- ❖ Keluarga di Kudus  
Bude Ahmadi, mas Amin, mas Aghom, mas Arul, mbak En, mbak Nur, mbak Ninuk, om Muchlas n semuanya. Makasih atas semua doanya.
- ❖ Anak-anak Griya Sadewa , mas Hamdi, Haris, Eka, Ical, Ook, mas Pudik, Hadi, Eko, Eri, Akur, mas Ari, Tedi, Eko koprak, Taupit, Reza, Somad, Sohib, mas Wahyu n spesial buat kamar A3.
- ❖ *All my friends Civil Community '99 UII and foot ball team.*
- ❖ Anak-anak romantic garden, Nofans, Iih goal, Budi ST, Noman. Terima kasih atas semua bantuannya.

**Arief**

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b>	i
<b>LEMBAR PENGESAHAN</b>	ii
<b>KATA PENGANTAR</b>	iii
<b>LEMBAR MOTTO</b>	v
<b>LEMBAR PERSEMBAHAN</b>	vi
<b>DAFTAR ISI</b>	viii
<b>DAFTAR TABEL</b>	xiii
<b>DAFTAR GAMBAR</b>	xvi
<b>DAFTAR GRAFIK</b>	xix
<b>DAFTAR NOTASI</b>	xxii
<b>ABSTRAKSI</b>	xxix
<b>BAB I PENDAHULUAN</b>	
1.1 Latar Belakang Masalah	1
1.2 Tujuan Penelitian	3
1.3 Manfaat Penelitian	3
1.4 Batasan Penelitian	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1 Pendahuluan	5
2.2 Sistem Pengaku Pada Struktur Portal	5



## **BAB III LANDASAN TEORI**

3.1	Pendahuluan	11
3.2	Analisis Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen	11
3.2.1	Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen (V)	12
3.2.2	Faktor Respons Gempa (C)	12
3.2.3	Faktor Keutamaan Gedung (I)	14
3.2.4	Berat Total Bangunan (Wt)	14
3.2.5	Faktor Reduksi Gempa (R)	14
3.2.6	Distribusi Gaya Geser Horisontal (Fi)	14
3.2.7	Evaluasi Periode Getar Struktur	15
3.3	Kekakuan Struktur	16
3.4	Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD	17
3.5	Kombinasi Pembebanan Dalam LRFD	18
3.6	Perencanaan Struktur Baja Daktail	18
3.6.1	Perencanaan Lentur Balok	19
3.6.2	Perencanaan Kolom	24
3.6.3	Perencanaan Pengaku ( <i>Bracing</i> )	27
3.6.4	Perencanaan Sambungan Balok-Kolom	29
3.6.5	Perencanaan Sambungan Kolom-Kolom	30
3.6.6	Sambungan Pada Pengaku ( <i>bracing</i> )	34
3.6.7	Perencanaan <i>Panel Zone</i>	36
3.6.8	Perencanaan Pelat Dasar Fondasi	38
3.7	Perencanaan Fondasi Tiang Pancang	41

3.7.1	Daya Dukung Ujung Tiang Pancang Tunggal	42
3.7.2	Kapasitas Tahanan Selimut Tiang	44
3.7.3	Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	47
3.7.4	Perencanaan <i>Pile Cap</i>	49

#### **BAB IV METODE PENELITIAN**

4.1	Lokasi Penelitian	56
4.2	Waktu Penelitian	56
4.3	Pengumpulsn Data	56
4.4	Model Struktur	57
4.5	Bahan dan Pembebanan	59
4.6	Tahapan Analisis	60

#### **BAB V ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR PORTAL BAJA**

5.1	Perhitungan Pembebanan	61
5.1.1	Perkiraan Tebal Pelat Minimum (h)	62
5.1.2	Penentuan Profil Awal Perencanaan Portal	62
5.1.3	Perhitungan Kekakuan Tingkat	63
5.1.4	Pembebanan Pada Struktur	64
5.1.5	Pembebanan Portal E	65
5.2	Perhitungan Beban Gempa	67
5.2.1	Bereat Total Struktur (Wt)	67
5.2.2	Waktu Getar Struktur (T)	70
5.2.3	Faktor Respons Gempa (C)	70
5.2.4	Gaya Horisontal Akibat Gempa (Fi)	71

5.2.5	Kontrol Persamaan Rayleigh Terhadap Waktu Getar Alami	
	Struktur	74
5.2.6	Perhitungan Gaya Gempa Menggunakan T Rayleigh	75
5.3	Perencanaan Elemen Struktur Baja Dengan Metode LRFD	76
5.3.1	Perencanaan Lentur Balok	77
5.3.2	Perencanaan Kolom	82
5.3.3	Perencanaan Pengaku Diagonal Struktur ( <i>Bracing</i> )	89
5.3.4	Perencanaan Sambungan Balok-Kolom	92
5.3.5	Perencanaan Sambungan Kolom-Kolom	94
5.3.6	Perencanaan Sambungan Pada Pengaku ( <i>Bracing</i> )	98
5.3.7	Perencanaan <i>Panel Zone</i>	105
5.3.8	Perencanaan Pelat Dasar Fondasi	109
5.3.9	Perencanaan Fondasi Tiang Pancang	111
	5.3.9.1 Perhitungan Kapasitas Tiang Tunggal	111
	5.3.9.2 Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang	120
	5.3.9.3 Perencanaan Pile Cap	124
5.3.10	Perhitungan Berat Struktur	132

## **BAB VI HASIL DAN PEMBAHASAN**

6.1	Hasil Analisis	135
6.1.1	Simpangan ( $y$ ) Struktur Akibat Beban Gempa	135
6.1.2	<i>Inter Story Drift Ratio</i>	140
6.1.3	Momen Dan Geser Balok	144
6.1.4	Momen Dan Geser Kolom	154

6.2	Hasil Desain	164
6.2.1	Perencanaan Balok	164
6.2.2	Perencanaan Kolom	164
6.2.3	Perencanaan <i>Bracing</i>	169
6.2.4	Perencanaan Sambungan Balok-Kolom	170
6.2.5	Perencanaan Sambungan Kolom-Kolom	171
6.2.6	Perencanaan Sambungan Pada Pengaku ( <i>Bracing</i> )	174
6.2.7	Perencanaan <i>Panel Zone</i>	174
6.2.8	Perencanaan Pelat Dasat Fondasi	175
6.2.9	Perencanaan Fondasi Tiang Pancang	176
6.2.10	Perhitungan Berat Struktur	177

## **BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN**

7.1	Kesimpulan	181
7.2	Saran	182

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1	Kriteria Kompak Menurut AISC Untuk Elemen Balok	23
Tabel 3.2	Faktor Adesi	46
Tabel 3.3	Jarak Antara Tiang Pancang	47
Tabel 5. 1	Penentuan Profil Rencana	66
Tabel 5. 2	Berat Total Struktur	69
Tabel 5. 3	Distribusi Gaya Horizontal Pada Struktur Tanpa Pengaku	72
Tabel 5. 4	Distribusi Gaya Horizontal Pada Struktur Berpengaku	73
Tabel 5. 5	Asumsi Letak Sendi Plastis Pada Balok	77
Tabel 5. 6	Kapasitas Profil Balok ( <i>Open Frame</i> )	81
Tabel 5. 7	Kapasitas Pofil Balok ( <i>Local Braced Frame</i> )	81
Tabel 5. 8	Kapasitas Pofil Balok ( <i>Global Braced Frame</i> )	81
Tabel 5. 9	Momen Plastis Balok ( <i>Open Frame</i> )	82
Tabel 5. 10	Momen Plastis Balok ( <i>Local Braced Frame</i> )	83
Tabel 5. 11	Momen Plastis Balok ( <i>Global Braced Frame</i> )	83
Tabel 5. 12	Kapasitas Profil Kolom ( <i>Open Frame</i> )	88
Tabel 5. 13	Kapasitas Profil Kolom ( <i>Local Braced Frame</i> )	88
Tabel 5. 14	Kapasitas Profil Kolom ( <i>Global Braced Frame</i> )	89
Tabel 5. 15	Desain Sambungan Balok - Kolom ( <i>Open Frame</i> )	93
Tabel 5. 16	Desain Sambungan Balok - Kolom ( <i>Local Braced Frame</i> )	94
Tabel 5. 17	Desain Sambungan Balok - Kolom ( <i>Global Braced Frame</i> )	94
Tabel 5. 18	Desain Sambungan Kolom - Kolom ( <i>Open Frame</i> )	97

Tabel 5. 19	Desain Sambungan Kolom - Kolom ( <i>Local Braced Frame</i> )	98
Tabel 5. 20	Desain Sambungan Kolom - Kolom ( <i>Global Braced Frame</i> )	98
Tabel 5. 21	Desain Pelat Dasar Fondasi	111
Tabel 5. 22	Data Hasil Penyondiran Tanah	112
Tabel 5. 23	Perhitungan Tahanan Selimut (Qs) dengan Metode $\alpha$	116
Tabel 5. 24	Perhitungan Tahanan Selimut (Qs) dengan Metode $\beta$	118
Tabel 5. 25	Berat Balok	132
Tabel 5. 26	Berat Kolom	133
Tabel 5. 27	Berat Total Struktur Portal 21 Lantai 3 Bentang	133
Tabel 6. 1	Kapasitas Profil Balok ( <i>Open Frame</i> )	165
Tabel 6. 2	Kapasitas Profil Balok ( <i>Local Braced Frame</i> )	165
Tabel 6. 3	Kapasitas Profil Balok ( <i>Global Braced Frame</i> )	165
Tabel 6. 4	Kapasitas Profil Kolom ( <i>Open Frame</i> )	167
Tabel 6. 5	Kapasitas Profil Kolom ( <i>Local Braced Frame</i> )	168
Tabel 6. 6	Kapasitas Profil Kolom ( <i>Global Braced Frame</i> )	168
Tabel 6. 7	Desain Sambungan Balok – Kolom ( <i>Open Frame</i> )	170
Tabel 6. 8	Desain Sambungan Balok – Kolom ( <i>Local Braced Frame</i> )	171
Tabel 6. 9	Desain Sambungan Balok – Kolom ( <i>Global Braced Frame</i> )	171
Tabel 6. 10	Desain Sambungan Kolom – Kolom ( <i>Open Frame</i> )	173
Tabel 6. 11	Desain Sambungan Kolom – Kolom ( <i>Local Braced Frame</i> )	173
Tabel 6. 12	Desain Sambungan Kolom – Kolom ( <i>Global Braced Frame</i> )	173
Tabel 6. 13	Perencanaan Pelat Dasar Fondasi	175
Tabel 6. 14	Berat Balok	178

Tabel 6. 15	Berat Kolom	179
Tabel 6. 16	Berat Total Struktur Portal 21 Lantai 3 Bentang	179

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Portal Rangka Penahan Momen	6
Gambar 2.2	Portal Dengan Sistem Pengaku Konsentrik Tipe V, X, dan K	6
Gambar 2.3	Portal Dengan Pengaku Tipe X Pada Beberapa Tingkat	7
Gambar 2.4	Portal Dengan Pengaku Tipe X Ganda	8
Gambar 3.1	Model Pendekatan Statik Ekuivalen	11
Gambar 3.2	Faktor Respons Gempa Pada Wilayah Gempa II	12
Gambar 3.3	Perbandingan Pola Keruntuhan Bangunan Akibat Sendi Plastis Pada Balok dan Kolom	19
Gambar 3.4	Penentuan Nilai Momen Pada Sendi Plastis	19
Gambar 3.5	Asumsi Jarak Sendi Plastis Pada Balok	20
Gambar 3.6	Penentuan Momen Kolom	25
Gambar 3.7	Distribusi Gaya Pada Sambungan Balok–Kolom	29
Gambar 3.8	Sambungan Kolom–Kolom	30
Gambar 3.9	Sambungan Pada Sayap Profil Kolom	31
Gambar 3.10	Sambungan Pada Badan Profil Kolom	33
Gambar 3.11	Sambungan Pada <i>Bracing</i>	34
Gambar 3.12	Perencanaan <i>Panel Zone</i>	36
Gambar 3.13	Pelat Dasar Fondasi	38
Gambar 3.14	Gaya Pada Pelat Dasar $e \leq H/6$	40
Gambar 3.15	Gaya Pada Pelat Dasar $e > H/6$	41
Gambar 3.16	Tegangan Efektif Tanah	45



Gambar 3.17	Susunan Kelompok Tiang Pancang	48
Gambar 3.18	Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang	50
Gambar 3.19	Reaksi Tiang Pancang Akibat Beban Aksial dan Momen	51
Gambar 3.20	Penampang Kritis <i>Pile Cap</i> Akibat Geser	52
Gambar 3.21	Penampang Kritis <i>Pile Cap</i> Akibat Momen	53
Gambar 4.1	Denah Struktur Portal 3 Bentang	58
Gambar 4.2	Potongan E Struktur Portal 3 Bentang <i>Open Frame, Local Braced Frame</i> dan <i>Global Braced Frame</i>	58
Gambar 4.3	Denah Struktur Portal 4 Bentang	59
Gambar 4.4	Potongan E Struktur Portal 4 Bentang <i>Open Frame, Local Braced Frame</i> dan <i>Global Braced Frame</i>	59
Gambar 4.5	<i>Flow Chart</i> Tahapan Analisis dan Desain	61
Gambar 5.1	Distribusi Beban Pada Pelat Struktur Portal 3 bentang	62
Gambar 5.2	Distribusi Beban Pada Pelat Struktur Portal 4 bentang	63
Gambar 5.3	Gambar Detail Sambungan Balok-Kolom	93
Gambar 5.4	Gambar Detail Sambungan Kolom-Kolom	97
Gambar 5.5	Detail Sambungan Pada <i>Bracing</i>	105
Gambar 5.6	Kedalaman Tanah	112
Gambar 5.7	Tegangan Efektif Tanah	116
Gambar 5.8	Dimensi <i>Pile Cap</i> dengan 4 Tiang	120
Gambar 5.9	Dimensi <i>Pile Cap</i> dengan 16 Tiang	124
Gambar 5.10	Konfigurasi Kelompok Tiang pancang	125
Gambar 5.11	Reaksi Tiang Pancang Akibat Beban Aksial dan Momen	126

Gambar 5.12	Penampang Kritis <i>Pile Cap</i> akibat Geser	127
Gambar 5.13	<del>Penampang</del> Penampang Kritis <i>Pile Cap</i> akibat Momen	128
Gambar 5.14	Penulangan <i>Poer</i> Fondasi	131
Gambar 6.1	Konfigurasi Kelompok Tiang	176
Gambar 6.2	Penulangan <i>Poer</i> Fondasi	177

## DAFTAR GRAFIK

Grafik 6.1	Simpangan Total Portal 9 lantai 3 Bentang	136
Grafik 6.2	Simpangan Total Portal 9 lantai 4 Bentang	136
Grafik 6.3	Simpangan Total Portal 15 lantai 3 Bentang	137
Grafik 6.4	Simpangan Total Portal 15 lantai 4 Bentang	137
Grafik 6.5	Simpangan Total Portal 21 lantai 3 Bentang	138
Grafik 6.6	Simpangan Total Portal 21 lantai 4 Bentang	138
Grafik 6.7	<i>Inter Story Drift Ratio</i> Portal 9 Lantai 3 Bentang	140
Grafik 6.8	<i>Inter Story Drift Ratio</i> Portal 9 Lantai 4 Bentang	140
Grafik 6.9	<i>Inter Story Drift Ratio</i> Portal 15 Lantai 3 Bentang	141
Grafik 6.10	<i>Inter Story Drift Ratio</i> Portal 15 Lantai 4 Bentang	141
Grafik 6.11	<i>Inter Story Drift Ratio</i> Portal 21 Lantai 3 Bentang	142
Grafik 6.12	<i>Inter Story Drift Ratio</i> Portal 21 Lantai 4 Bentang	142
Grafik 6.13	Momen Balok Tepi Portal 9 lantai 3 Bentang	144
Grafik 6.14	Momen Balok Tepi Portal 9 lantai 4 Bentang	144
Grafik 6.15	Momen Balok Tepi Portal 15 lantai 3 Bentang	145
Grafik 6.16	Momen Balok Tepi Portal 15 lantai 4 Bentang	145
Grafik 6.17	Momen Balok Tepi Portal 21 lantai 3 Bentang	146
Grafik 6.18	Momen Balok Tepi Portal 21 lantai 4 Bentang	146
Grafik 6.19	Momen Balok Tengah Portal 9 lantai 3 Bentang	147
Grafik 6.20	Momen Balok Tengah Portal 9 lantai 4 Bentang	147
Grafik 6.21	Momen Balok Tengah Portal 15 lantai 3 Bentang	148

Grafik 6.22	Momen Balok Tengah Portal 15 lantai 4 Bentang	148
Grafik 6.23	Momen Balok Tengah Portal 21 lantai 3 Bentang	149
Grafik 6.24	Momen Balok Tengah Portal 21 lantai 4 Bentang	149
Grafik 6.25	Geser Balok Portal 9 lantai 3 Bentang	150
Grafik 6.26	Geser Balok Portal 9 lantai 4 Bentang	150
Grafik 6.27	Geser Balok Portal 15 lantai 3 Bentang	151
Grafik 6.28	Geser Balok Portal 15 lantai 4 Bentang	151
Grafik 6.29	Geser Balok Portal 21 lantai 3 Bentang	152
Grafik 6.30	Geser Balok Portal 21 lantai 4 Bentang	152
Grafik 6.31	Momen Kolom Tepi Portal 9 lantai 3 Bentang	154
Grafik 6.32	Momen Kolom Tepi Portal 9 lantai 4 Bentang	154
Grafik 6.33	Momen Kolom Tepi Portal 15 lantai 3 Bentang	155
Grafik 6.34	Momen Kolom Tepi Portal 15 lantai 4 Bentang	155
Grafik 6.35	Momen Kolom Tepi Portal 21 lantai 3 Bentang	156
Grafik 6.36	Momen Kolom Tepi Portal 21 lantai 4 Bentang	156
Grafik 6.37	Momen Kolom Tengah Portal 9 lantai 3 Bentang	157
Grafik 6.38	Momen Kolom Tengah Portal 9 lantai 4 Bentang	157
Grafik 6.39	Momen Kolom Tengah Portal 15 lantai 3 Bentang	158
Grafik 6.40	Momen Kolom Tengah Portal 15 lantai 4 Bentang	158
Grafik 6.41	Momen Kolom Tengah Portal 21 lantai 3 Bentang	159
Grafik 6.42	Momen Kolom Tengah Portal 21 lantai 4 Bentang	159
Grafik 6.43	Geser Kolom Portal 9 lantai 3 Bentang	160
Grafik 6.44	Geser Kolom Portal 9 lantai 4 Bentang	160

Grafik 6.45	Geser Kolom Portal 15 lantai 3 Bentang	161
Grafik 6.46	Geser Kolom Portal 15 lantai 4 Bentang	161
Grafik 6.47	Geser Kolom Portal 21 lantai 3 Bentang	162
Grafik 6.48	Geser Kolom Portal 21 lantai 4 Bentang	162
Grafik 6.49	Perbandingan Momen Balok	166
Grafik 6.50	Perbandingan Momen Kolom	168

## DAFTAR NOTASI

A	= Panjang sambungan
A	= Luas profil
A	= Luas fondasi
Ab	= Luas satu baut
Ae	= Luas efektif profil
Ag	= Luas bruto penampang
Ag	= Luas total bidang geser plat sambung
Agv	= Luas baut
An	= Luas bersih profil
An	= Luas bersih bidang geser plat sambung
Ast	= Kebutuhan luas <i>panel zone</i>
Aw	= Luas badan
a	= Tinggi bidang tekan
B	= Lebar aktual dari plat dasar
Bm	= Lebar plat dasar minimum
Bx	= Panjang fondasi arah X
By	= Panjang fondasi arah Y
b	= Lebar plat sambung
b	= Jarak profil ke ujung plat sambung
bf	= Lebar sayap
bmin	= Tebal minimum <i>panel zone</i>

C	= Koefisien gempa dasar
CI	= Jarak bersih antar kepala baut
Cb	= Koefisien momen
Cw	= Konstanta <i>warping</i>
D	= Beban mati
D	= Lebar bangunan
d	= Tinggi profil
db	= Tinggi profil balok
db	= Diameter baut
dh	= Diameter aktual lubang baut
di	= Simpangan horisontal struktur tingkat ke n
dk	= Tinggi profil kolom
E	= Beban gempa
E	= Modulus elastis
e	= Eksentrisitas gaya
ex	= Eksentrisitas terhadap pusat berat kelompok baut
Fcr	= Tegangan kritis
Fi	= Gaya horisontal lantai ke i
Fn	= Gaya horisontal lantai ke n
Fr	= Tegangan reduksi baja
Ft	= Tegangan tarik baut
Fu	= Tegangan tarik maksimum baja profil
Fu	= Tegangan maksimum plat

$F_v$	= Kuat geser baut
$F_y$	= Tegangan leleh baja
$F_{yf}$	= Tegangan leleh sayap profil baja
$f_c'$	= Kuat tekan beton fondasi
$f_{uv}$	= Tegangan geser satu baut
$f_v$	= Tegangan geser baut
$G$	= Modulus geser elastis
$H$	= Panjang plat dasar
$H$	= Tinggi total bangunan
$h$	= Tinggi bersih badan
$h$	= Tinggi kolom
$h'$	= Jarak profil ke tepi plat dasar
$h_c$	= Tinggi bersih badan
$h_f$	= Lebar sayap
$h_i$	= Tinggi lantai ke $i$
$h_n$	= Tinggi lantai ke $n$
$h_n$	= Tinggi bersih kolom
$I$	= Faktor keutamaan gedung
$I$	= Inersia penampang
$I_y$	= Momen inersia arah sumbu $Y$
$J$	= Konstanta torsional
$K$	= Faktor jenis struktur
$K$	= Koefisien panjang efektif kolom



- L = Lebar bangunan
- L = Beban hidup
- L = Panjang antar As
- L = Panjang elemen
- L'' = Panjang bersih
- Lb = Panjang balok
- Le = Jarak baut paling ujung ke tepi plat
- Lnb = Panjang bersih balok
- Lp = Panjang limit tanpa pengaku
- Lr = Panjang tanpa pengaku pada batas antara tekuk torsi elastis dengan inelastis
- M1 = Momen ujung balok yang kecil
- M2 = Momen ujung balok yang besar
- Mb1 = Momen balok kiri
- Mb2 = Momen balok kanan
- Mcr = Momen tekuk elastis
- Mkol-n = Momen ujung kolom lantai ke n
- Mn = Momen nominal
- Mnx = Momen nominal sumbu X
- Mny = Momen nominal sumbu Y
- Mpb = Momen kapasitas balok
- Mp = Momen plastis
- Mr = Momen tekuk

$M_u$	= Momen yang bekerja pada kolom
$M_{ux}$	= Momen ultimit sumbu X
$M_{uy}$	= Momen ultimit sumbu Y
$m$	= Jumlah baut perbaris
$m$	= Jumlah bidang geser
$n$	= Jumlah baut dalam baris arah vertikal
$n$	= Jumlah baut pada daerah tarik
$nb$	= Jumlah baut total
$P$	= Beban aksial
$P_n$	= Kuat tekan penampang profil
$P_n$	= Kuat tarik penampang profil
$P_u$	= Gaya tarik pada sambungan sayap kolom
$P_u$	= Gaya aksial pada bracing
$P_u$	= Beban aksial tekan pada kolom
$P_{ux}$	= Gaya aksial horisontal
$P_{uy}$	= Gaya aksial vertikal
$R$	= Jumlah gaya aksial yang bekerja
$r_x$	= Radius girasi arah sumbu X
$r_y$	= Jari-jari girasi arah sumbu Y
$S$	= Jarak antar baut
$S_x$	= Modulus elastis penampang
$T$	= Waktu getar alami struktur
$T_i$	= Tegangan tarik pada baut pada baris ke i

$T_u$	= Gaya tarik pada plat sambung
$T_u$	= Gaya tarik pada baut angkur
$t$	= Tebal plat dasar
$t_f$	= Tebal sayap
$t_p$	= Tebal plat
$t_s$	= Tebal <i>panel zone</i>
$t_w$	= Tebal badan
$U$	= Faktor reduksi luas efektif
$V$	= Gaya geser dasar
$V_{atas}$	= Gaya geser pada kolom atas
$V_{bwh}$	= Gaya geser pada kolom bawah
$V_n$	= Kuat geser nominal
$V_u$	= Gaya geser pada sambungan
$V_u$	= Gaya geser kolom
$W_t$	= Berat total struktur
$w_e$	= Jarak lubang ke ujung plat dasar minimum
$w_i$	= Berat lantai ke $i$
$X$	= Jarak sendi plastis
$Z_x$	= Modulus elastis penampang
$\alpha$	= Koefisien distribusi momen
$\alpha$	= Sudut kemiringan bracing
$\beta$	= <i>Overstrength factor</i>
$\gamma_{btn}$	= Berat jenis beton

- $\omega_d$  = Koefisien pembesaran dinamis
- $\lambda$  = Rasio tinggi terhadap tebal penampang
- $\lambda_c$  = Parameter kelangsingan
- $\lambda_p$  = Rasio tinggi terhadap tebal penampang kompak
- $\sigma_{tnh}$  = Tegangan ijin tanah
- $\sigma_{maks}$  = Tegangan maksimum yang masih dapat didukung oleh struktur
- $\sigma_{netto}$  = Tegangan ijin tanah netto
- $\Phi_b$  = Koefisien reduksi lentur
- $\Phi_c$  = Faktor reduksi elemen tekan
- $\Phi_o$  = Faktor penambahan kekuatan
- $\Phi_{Rn}$  = Tegangan geser desain baut
- $\Phi_t$  = Faktor reduksi untuk kapasitas tarik penampang
- $\Phi_{F'ut}$  = Tegangan tarik maksimum baut

## ABSTRAKSI

Perencanaan struktur bangunan dengan menggunakan baja sebagai bahan struktur relatif lebih efisien bila dibandingkan dengan penggunaan beton, terutama pada struktur yang relatif tinggi. Namun pada struktur yang tinggi dan cenderung langsing akan terjadi respon struktur yang semakin besar. Nilai respon struktur yang besar akan mengakibatkan momen yang terjadi pada struktur juga bertambah besar, sehingga dimensi profil yang akan digunakan juga bertambah besar. Respon struktur yang terjadi dapat diperkecil dengan menambah pengaku diagonal (*global bracing*) pada struktur tersebut.

Dalam penelitian ini dilakukan analisis perencanaan struktur portal baja bertingkat banyak dengan variasi perletakan *bracing* dan variasi tingkat struktur. Bracing pada struktur dipasang dengan variasi *global braced frame*, *local braced frame*, dan struktur *open frame*. Variasi tingkat yang dipakai adalah 9 tingkat, 15 tingkat dan 21 tingkat, dengan variasi 3 bentang dan 4 bentang. Dengan tinggi lantai 3,75 m, tegangan leleh baja  $F_y = 36$  ksi dan digunakan profil baja A36. Gedung yang direncanakan digunakan sebagai perkantoran yang terletak pada wilayah gempa II diatas tanah keras. Perencanaan elemen pada penelitian ini menggunakan metode LRFD (*Load and Resistance Factor Design*) 1993 dengan standar AISC.

Dari hasil penelitian secara keseluruhan diperoleh, penggunaan *bracing* pada struktur terbukti dapat mengurangi respon struktur secara signifikan, terutama pada struktur dengan variasi perletakan *bracing global*. Pada struktur yang tinggi, respon struktur yang terjadi pada struktur dengan variasi perletakan *bracing local*, semakin mendekati respon struktur *open frame*, sehingga penggunaan *bracing* dengan variasi perletakan *local* pada struktur yang tinggi dianggap tidak lagi efektif, terutama pada bangunan yang langsing. Dari hasil penelitian juga diperoleh bahwa variasi perletakan *bracing* pada struktur akan mempengaruhi respon yang terjadi. Hal ini terbukti pada struktur 3 bentang, dengan profil dan jumlah yang sama pada tiap tingkat namun berbeda variasi perletakannya akan memberikan besar respon struktur yang berbeda.

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang Masalah**

Bangunan bertingkat tinggi adalah struktur portal yang merupakan gabungan dari elemen-elemen balok dan kolom. Penggunaan material baja pada struktur gedung bertingkat tinggi sangat efektif dan efisien dibandingkan dengan beton karena baja memiliki kemampuan untuk menahan beban yang besar dengan dimensi yang relatif kecil maka berat sendirinya akan menjadi lebih kecil. Akan tetapi ukuran dimensi yang relatif kecil ini menyebabkan struktur baja cenderung langsing, sehingga dapat menyebabkan terjadinya defleksi horisontal atau simpangan struktur yang cukup besar akibat beban gempa. Pada struktur portal bertingkat tinggi pengaruh beban gempa cukup dominan.

Suatu struktur gedung bertingkat tinggi akan mengalami banyak pembebanan. Tinjauan dasar perencanaan struktur adalah adanya kekuatan dan kestabilan struktur dalam menahan segala kondisi pembebanan yang mungkin terjadi. Beban yang diperhitungkan adalah semua beban yang mungkin membebani struktur, baik beban statis maupun beban dinamis. Beban statis adalah beban yang diakibatkan oleh berat sendiri struktur dan beban luar yang bersifat tetap, sedangkan beban dinamis adalah beban luar yang bersifat sementara dan membebani struktur secara berulang-ulang, misalnya beban akibat angin, mesin dan yang paling penting adalah beban dinamis akibat gempa bumi.

Simpangan antar tingkat merupakan bentuk respon struktur terhadap gaya gempa dengan arah lateral. Simpangan yang terjadi pada portal baja bertingkat banyak ini dapat dikendalikan dan diminimalkan dengan menambah nilai kekakuan pada struktur portal baja bertingkat banyak tersebut. Penambahan nilai kekakuan ini dapat diperoleh dengan penambahan *bracing* pada portal baja. Sistem pengaku pada struktur baja yang dikembangkan selama ini ada beberapa macam, seperti sistem pengaku rangka penahan momen (*Momen resisting frame*), sistem pengaku rangka diperkaku konsentrik (*Concentrically braced frame*), dan sistem pengaku rangka diperkaku eksentrik (*Eccentrically braced frame*). Pada umumnya sistem pengaku ini dipasang antar tingkat (*local bracing*) pada suatu struktur portal baja.

Berdasarkan penelitian terdahulu, diperoleh kesimpulan bahwa penambahan pengaku lokal yang dipasang antar tingkat pada suatu struktur portal baja ternyata dapat mengurangi besarnya simpangan yang terjadi (**Penelitian Wiwit Budi C. dan Hariyanto, 2000**) dan (**Penelitian Imam Wibowo dan Hafizh Auzzami, 2003**). Namun berdasarkan penelitian lainnya (**Penelitian Andry Wisnu Prabowo dan Desy Hermiati, 2003**), ternyata penggunaan pengaku lokal antar tingkat dianggap tidak lagi efektif, terutama untuk struktur portal yang sangat tinggi. Sehingga diperlukan penelitian tentang pemakaian *bracing* pada struktur portal baja bertingkat banyak yang dipasang pada beberapa tingkat (*global bracing*).

Penelitian tugas akhir ini bertujuan untuk meneliti tentang efek penambahan kekakuan pada suatu struktur portal baja bertingkat banyak dengan menggunakan pengaku yang dipasang pada beberapa kondisi pemasangan, kemudian dibandingkan sehingga akan diperoleh hasil disain yang paling efektif dan efisien.

## 1.2 Tujuan Penelitian

Penelitian tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui seberapa besar efek penambahan kekakuan pada suatu struktur portal baja bertingkat banyak dengan menggunakan pengaku yang dipasang pada beberapa variasi perletakan, sehingga akan diketahui suatu bentuk struktur portal baja dengan pola perletakan *bracing* yang efektif dan efisien.

## 1.3 Manfaat Penelitian

Sebagai masukan bagi perencana dalam menganalisis dan mendesain struktur bangunan baja tahan gempa bertingkat tinggi serta sebagai bahan pertimbangan / acuan dalam memakai dan menentukan letak *bracing* yang lebih efisien .

## 1.4 Batasan Penelitian

1. Struktur yang dianalisis adalah struktur portal baja bertingkat tinggi (*Multistory Steel Frame*) dengan pendekatan analisis 2 Dimensi.
2. Bentuk bangunan tipikal dengan variasi tingkat tiap 9, 15 dan 21 tingkat dan fungsi bangunan adalah perkantoran.
3. Jenis pengaku (*bracing*) yang digunakan adalah pengaku tipe X.
4. Pembebanan struktur menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987.
5. Beban gempa menggunakan beban horisontal metode statik ekuivalen yang mengacu pada SKSNI-1726-2002.



6. Bangunan yang direncanakan terletak di daerah wilayah gempa II dengan jenis tanah adalah tanah keras.
7. Pengaruh momen sekunder akibat defleksi horisontal atau efek  $P-\Delta$  diabaikan.
8. Tumpuan struktur pada awal perencanaan diasumsikan sendi, namun dengan nilai elastisitas yang sangat besar tumpuan akan berperilaku jepit.
9. Dalam analisis, kolom baja dan fondasi diasumsikan menyatu secara monolit serta *bracing* tidak mengalami tekuk (*buckling*).
10. Perencanaan elemen struktur menggunakan metode AISC-LRFD 1993.
11. Analisis struktur menggunakan program SAP2000 dengan pendekatan portal 2 dimensi.
12. Desain Struktur direncanakan menggunakan tingkat daktilitas penuh.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Pendahuluan**

Portal adalah suatu struktur yang merupakan gabungan dari beberapa elemen balok dan kolom yang mempunyai kemampuan menahan beban-beban yang bekerja. Pada struktur portal gedung-gedung bertingkat tinggi, material baja merupakan salah satu alternatif yang dapat dipergunakan dalam perencanaan bangunan gedung karena memiliki sifat daktil sehingga mampu mengalami deformasi yang besar setelah batas elastisnya terlampaui. Struktur portal baja bertingkat banyak dengan sistem pengaku berfungsi untuk meningkatkan kekakuan struktur sehingga dapat mengurangi defleksi horisontal yang terjadi.

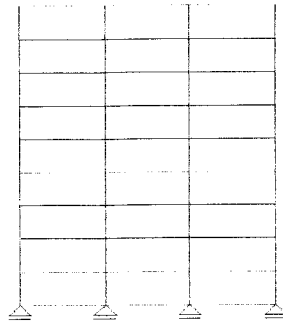
#### **2.2 Sistem Pengaku Pada Struktur Portal**

Pengaku (*Bracing*) dipergunakan pada suatu portal baja bertingkat banyak bertujuan untuk menambah nilai kekakuan atau untuk memperoleh kestabilan lateral struktur, terutama untuk gedung yang bertingkat agar dapat menahan beban lateral yang berupa beban gempa atau beban angin. Beberapa bentuk pemasangan pengaku yang biasanya digunakan adalah sebagai berikut :

##### **a.) Portal Penahan Momen ( *Moment Resisting Frame* )**

Agar portal yang direncanakan tetap kuat, stabil dan aman selama umur layannya, maka sistem portal penahan momen (*momen resisting frame*) haruslah

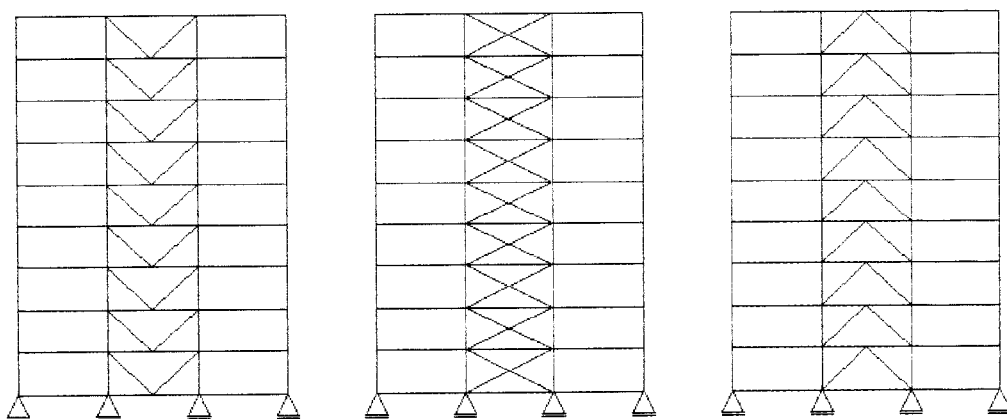
bersifat kaku. Sambungan joint yang kaku pada masing-masing elemen dapat meningkatkan kemampuan portal dalam menahan beban lateral.



**Gambar 2.1 Portal Rangka Penahan Momen**

**b.) Portal Dengan Sistem Pengaku Konsentrik**

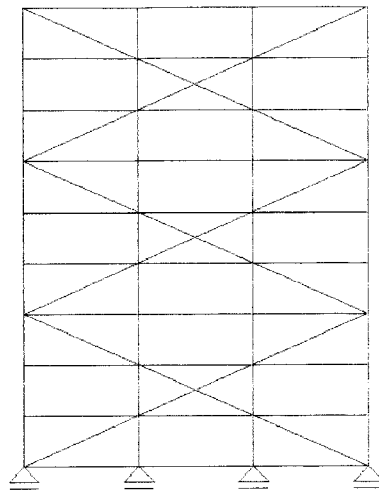
Adalah struktur portal yang mempunyai sistem pengaku yang terletak secara diagonal. Ada tiga tipe rangka pengaku konsentrik, yaitu tipe V, X, dan K. untuk tipe X terdapat dua buah batang diagonal yang saling bersilangan. Batang-batang tersebut dapat menahan gaya tekan sekaligus tarik.



**Gambar 2.2 Portal Dengan Sistem Pengaku Konsentrik Tipe V, X, dan K**

### c.) Portal Dengan Pengaku Tipe X Yang Dipasang Pada Beberapa Tingkat

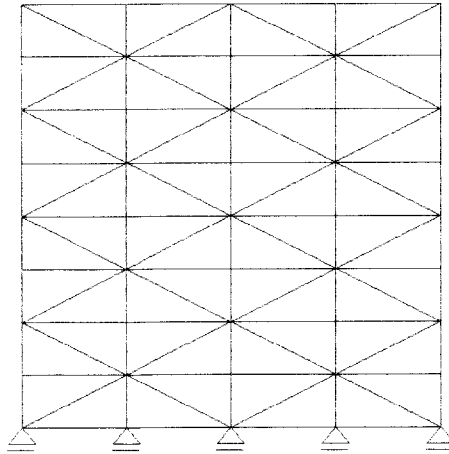
Pemakaian pengaku yang dipasang pada tiap lantai (*local brace*) dirasakan tidak lagi efektif dalam pelaksanaan, terutama pada konstruksi bangunan yang tinggi. Sehingga pemasangan pengaku yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus (*global brace*) dirasakan lebih efektif dan efisien.



**Gambar 2.3 Portal Dengan Pengaku Tipe X Pada Beberapa Tingkat**

### d.) Portal Dengan Pengaku Tipe X Ganda Yang Dipasang Pada Beberapa Tingkat

Pengaku yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus akan memberikan kekakuan yang lebih tinggi pada suatu struktur, dibandingkan dengan kekakuan yang diberikan oleh pengaku / *bracing* yang dipasang pada tiap tingkat. Pengaku ganda yang dipasang pada beberapa tingkat akan memberikan kekakuan lebih tinggi daripada pengaku tunggal yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus, namun akan lebih rumit proses pelaksanaannya dan akan memberikan beban yang lebih berat pada struktur karena pemakaian profil yang lebih banyak.



**Gambar 2.4 Portal Dengan Pengaku Tipe X Ganda**

Dengan memperhatikan kelebihan dan kekurangan dari pemakaian masing-masing bentuk pengaku diatas, maka pada penelitian ini menggunakan pengaku tipe X dengan bentuk *Global Bracing* yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus.

Pada penelitian ini dicantumkan beberapa hasil penelitian yang telah dilakukan yang digunakan sebagai tinjauan pustaka, antara lain :

#### **1. Penelitian Andry Wisnu Prabowo dan Desy Hermiati (2003)**

Penelitian ini berjudul “Pengaruh Kekakuan Balok Pondasi Terhadap Respon Struktur *Braced MultiStory Steel Frame*”. Dalam penelitian ini kedua peneliti mencoba meneliti seberapa besar pengaruh kekakuan balok pondasi terhadap respon struktur baja bertingkat banyak akibat beban gempa. Dukungan pondasi pada saat terjadi gempa diasumsikan sendi, sehingga rotasi pondasi diperhitungkan.

Model struktur yang dianalisis dengan membandingkan portal baja tanpa pengaku lateral dengan portal baja yang diberi pengaku. Setelah analisis desain,

dapat disimpulkan bahwa struktur portal baja dengan penambahan pengaku, dapat mengurangi besar simpangan yang terjadi pada struktur akibat beban gempa. Tetapi dari hasil analisis diperoleh bahwa, penggunaan pengaku pada portal baja yang dipasang hanya pada tiap tingkat ternyata tidak lagi efektif untuk bangunan yang relatif tinggi. Sehingga kedua peneliti ini menyarankan perlu dilakukan penelitian tentang analisis desain pada portal dengan penambahan pengaku yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus.

## **2. Penelitian Wiwit Budi C. dan Hariyanto (2000)**

Penelitian ini berjudul “Analisis *Bracing* pada Desain Struktur Baja Tahan Gempa dengan *Strong Column Weak Beam*”. Dalam penelitian ini kedua peneliti mencoba mengetahui perilaku struktur dengan adanya penggunaan *bracing* sebagai penerima beban lateral yang ada. Dari hasil penelitian tersebut dapat disimpulkan bahwa struktur portal baja dengan menggunakan pengaku (*brace*) dapat memberikan pengaruh kekakuan yang lebih besar sehingga mengurangi simpangan yang terjadi.

## **3. Penelitian Imam Wibowo dan Hafizh Auzzami (2003)**

Penelitian ini berjudul “Pengaruh Penggunaan Pengaku (*Bracing*) Terhadap Respon Elastik Struktur Baja Tahan Gempa Dengan Memperhitungkan Rotasi Pondasi”. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui respon struktur portal baja banyak jika nilai kekakuan dan redaman interaksi antara tanah dengan pondasi yang digunakan berbeda. Pada penelitian tersebut interaksi antar tanah dengan pondasi dimodel menurut prinsip *Lumped Parameter*. Mengingat kekakuan dan redaman interaksi yang ditunjukkan oleh konstanta pegas dan dashpot tidak mudah untuk dievaluasi maka konstanta tersebut diambil menurut nilai referensi.

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

1. Didalam perencanaan struktur portal baja bertingkat tinggi perlu diperhatikan nilai kekakuan struktur portal baja tersebut, karena suatu struktur baja dengan nilai kekakuan yang tinggi akan dapat mengurangi simpangan atau defleksi horizontal yang terjadi pada struktur portal baja tersebut akibat beban gempa.
2. Penggunaan pengaku diagonal (*diagonal bracing*) antar tingkat pada struktur portal baja bertingkat banyak dipandang tidak lagi efektif pada struktur bangunan yang tinggi, sehingga perlu dipertimbangkan penggunaan pengaku (*bracing*) yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus, terutama pada bangunan tinggi.
3. Pembebanan akibat gempa dimodelkan menjadi beban statik horizontal dengan Metode Statik Ekuivalen, karena masih memenuhi persyaratan rasio kelangsingan bangunan. Penggunaan metode pembebanan gempa dinamis diharuskan pada suatu struktur bangunan yang mempunyai ketinggian  $\geq 40$  m atau bangunan yang relatif langsing.

### BAB III

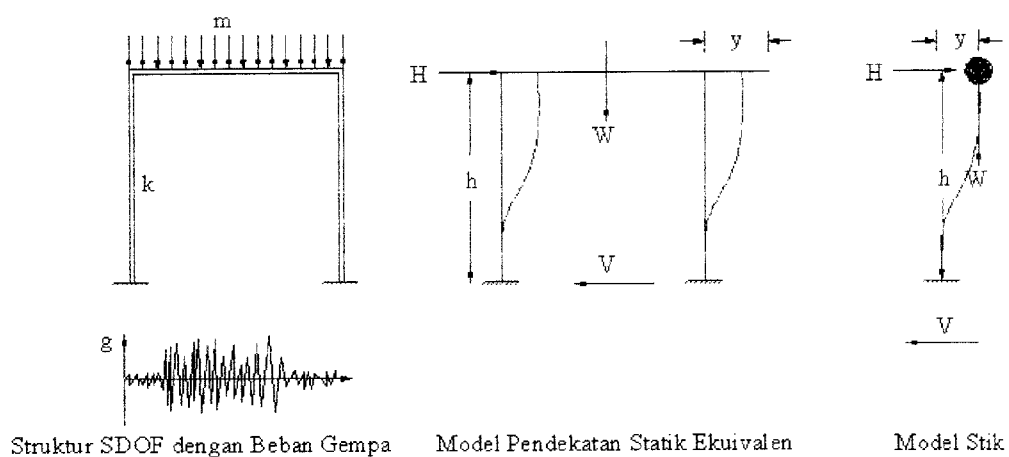
## LANDASAN TEORI

### 3.1 Pendahuluan

Portal adalah suatu rangka struktur yang didesain agar mampu menahan beban-beban yang bekerja, baik beban mati, beban hidup, maupun beban-beban gempa. Untuk mengurangi simpangan lateral struktur akibat gempa, maka pada struktur portal baja tersebut biasanya digunakan sistem pengaku yang secara keseluruhan dapat meningkatkan kekakuan portal sehingga simpangan yang disebabkan oleh beban gempa maupun beban horisontal lain dapat diminimalkan.

### 3.2 Analisis Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen

Perencanaan struktur bangunan tahan gempa menggunakan beban gempa dengan pendekatan metode statik ekuivalen sesuai dengan SKSNI – 1726 – 2002.



**Gambar 3.1 Model Pendekatan Statik Ekuivalen**



### 3.2.1 Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen (V)

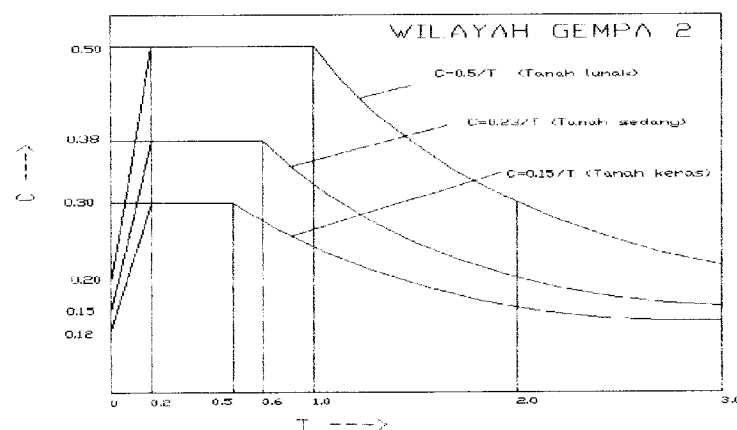
Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen merupakan gaya geser horisontal total yang besarnya dihitung dengan persamaan berikut :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.2-1)$$

dengan  $C_1$  adalah faktor respons gempa,  $I$  adalah faktor keutamaan gedung,  $R$  adalah faktor reduksi gempa,  $V$  adalah gaya geser dasar nominal statik ekuivalen (kg),  $W_t$  adalah berat total struktur (kg)

### 3.2.2 Faktor Respons Gempa (C)

Faktor respons gempa berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Nilai  $C$  diperoleh dari spektrum respons gempa rencana menurut gambar 3.2 untuk waktu getar alami fundamental  $T_1$ , frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa dan kondisi tanah setempat. Pada penelitian ini, bangunan yang direncanakan berada pada wilayah gempa II. Faktor respons gempa ( $C$ ) dapat diperoleh dari Gambar 3.2.



**Gambar 3.2 Faktor Respons Gempa Pada Wilayah Gempa II**

Faktor respons gempa ditentukan sesuai dengan wilayah gempa di mana bangunan berada, dengan memakai waktu getar alami fundamental. Untuk struktur portal baja tanpa pengaku, persamaan mencari waktu getar alami fundamental adalah sebagai berikut :

$$T = 0,085 \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (3.2-2)$$

dengan T adalah waktu getar alami fundamental (dt), H tinggi total struktur (m).

Sedangkan persamaan untuk struktur portal baja dengan pengaku (*braced frame*), belum ada peraturan mengenai perhitungan waktu getar struktur portal baja dengan pengaku, Sehingga untuk menghitung waktu getar alami struktur portal berpengaku diambil peraturan dari luar negeri. Menurut *International Handbook of Earthquake Engineering 1994 (Codes, Programs and Examples)* waktu getar alami fundamental menurut beberapa negara adalah :

a.) Perancis

$$T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}} \quad (3.2-3)$$

b.) Israel

$$T = 0.049 \times H^{3/4} \quad (3.2-4)$$

c.) Puerto Rico

$$T = \frac{hn}{20\sqrt{D}} \quad (3.2-5)$$

d.) Spanyol

$$T = 0.85 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{L}{H}}} \times 0.1 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (3.2-6)$$

dengan  $H$  dan  $h_n$  adalah tinggi bangunan total (m),  $D$  dan  $L$  adalah lebar bangunan searah datang gempa (m),  $T$  adalah waktu getar alami fundamental (dt).

### **3.2.3 Faktor Keutamaan Gedung (I)**

Perencanaan struktur di daerah rawan gempa perlu mempertimbangkan tingkat kepentingan struktur terhadap bahaya gempa yang berbeda-beda tergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur gedung selama umur gedung yang diharapkan, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I$ . Semakin penting fungsi suatu bangunan, semakin besar perlindungan yang harus diberikan.

### **3.2.4 Berat Total Bangunan (Wt)**

Berat total bangunan merupakan berat sendiri dari struktur, beban mati ditambah dengan beban hidup yang direncanakan.

### **3.2.5 Faktor Reduksi Gempa (R)**

Faktor reduksi gempa adalah rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung daktail. Bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut.

### **3.2.6 Distribusi Gaya Horisontal Akibat Beban Gempa (Fi)**

Distribusi gaya horisontal akibat beban gempa ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur ( $H$ ) terhadap lebar struktur ( $B$ ) arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

1. Struktur bangunan yang memiliki nilai  $H/B < 3$ , maka gaya horisontal akibat beban gempa ( $F_i$ ) untuk masing-masing lantai dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.2-7)$$

2. Struktur bangunan gedung yang memiliki nilai  $H/B \geq 3$ , maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horisontal akibat gempa ( $F_i$ ) untuk masing-masing lantai dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dihitung melalui persamaan berikut :

$$F_n = 0,1 \cdot V + \frac{W_n \cdot h_n}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 \cdot V \quad (3.2-8)$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} \times 0,9 \times V \quad (3.2-9)$$

dengan  $F_i$  gaya horisontal akibat gempa tingkat ke- $i$  (kg),  $F_n$  gaya horisontal akibat beban gempa pada atap (kg),  $h_i$  tinggi lantai ke- $i$  (m),  $h_n$  tinggi atap (m),  $V$  gaya geser dasar (kg),  $W_i$  berat lantai ke- $i$  (kg) dan  $W_n$  adalah berat atap (kg).

### 3.2.7 Evaluasi Periode Getar Struktur

Menurut Widodo (1998), dalam analisis beban gempa perlu dilakukan evaluasi terhadap periode getar struktur yang ditinjau. Pada penelitian numeris ini, periode getar struktur yang terjadi dievaluasi dengan menggunakan metode *Rayleigh*, dengan persamaan berikut :

$$T_1 = 6.3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad (3.2-10)$$

dengan  $d$  adalah simpangan horisontal struktur pada tingkat ke- $i$ ,  $F_i$  adalah gaya horisontal pada tingkat ke- $i$  akibat gaya gempa (kg),  $g$  adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar  $9810 \text{ mm/dt}^2$ ,  $W_i$  adalah berat lantai ke- $i$  (kg). Nilai periode getar ( $T$ ) metode *Rayleigh* ini harus diusahakan mendekati nilai asumsi periode waktu getar awal, hal ini dikarenakan apabila nilai periode getar ( $T$ ) terlalu kecil akan diperoleh nilai faktor respons gempa ( $C$ ) yang terlalu besar, sedangkan bila nilai periode getar ( $T$ ) terlalu besar akan diperoleh nilai faktor respons gempa ( $C$ ) yang terlalu kecil sehingga nilai gaya horizontal akibat gempa ( $F_i$ ) akan menjadi kecil.

### 3.3 Kekakuan Struktur

Kekakuan adalah salah satu dinamika karakteristik struktur bangunan yang sangat penting disamping massa bangunan. Antara massa dan kekakuan struktur akan mempunyai hubungan yang unik yang umumnya disebut karakteristik diri atau eigenproblem. Hubungan tersebut akan menentukan nilai frekuensi sudut dan periode getar struktur  $T$ . kedua nilai ini merupakan parameter yang sangat penting dan akan sangat mempengaruhi respon dinamik struktur.

Pada prinsip bangunan geser (*shear building*) balok pada lantai tingkat dianggap tetap horizontal baik sebelum maupun sesudah terjadi penggoyangan. Adanya pelat lantai yang menyatu secara kaku dengan balok diharapkan dapat membantu kekakuan balok sehingga anggapan tersebut tidak terlalu kasar. Pada

prinsip disain bangunan tahan gempa dikehendaki agar kolom lebih kuat dibandingkan dengan balok, tetapi rasio tersebut tidak selalu linier dengan kekakuannya.

Dengan prinsip *shear building* maka dimungkinkan pemakaian *lumped mass* model. Pada prinsip ini, kekakuan setiap kolom dapat dihitung berdasarkan rumus standar,

$$K_c = \frac{12EI}{H^3} \quad (3.3-1)$$

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

$$k_i = \Sigma k_c \quad (3.3-2)$$

Pada prinsipnya semakin kaku balok maka semakin besar kemampuannya dalam mengekang rotasi ujung kolom, sehingga akan menambah kekakuan kolom. Pada prinsip Muto (1975), kekakuan joint juga dapat diperhitungkan sehingga hitungan kekakuan baik kekakuan balok maupun kolom akan menjadi lebih teliti.

### 3.4. Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD

Perencanaan struktur baja dengan metode LRFD adalah perencanaan dengan mengkombinasikan tegangan ultimit dan *serviceability* dengan probabilitas berdasarkan pendekatan keamanan.

Perencanaan dengan metode LRFD ini sebenarnya sama dengan perencanaan dengan metode plastis, yaitu dengan mempertimbangkan tegangan ultimit. Dalam metode ini, beban-beban yang terjadi dikalikan dengan suatu faktor (*overcapacity factor*) yang nilainya lebih dari 1, kemudian struktur didesain untuk memperoleh

tegangan yang cukup dalam menahan beban terfaktor tersebut. Kapasitas nominal dari setiap elemen yang telah didesain dikalikan dengan suatu faktor yang nilainya kurang dari 1 (*undercapacity factor*). Filosofi perencanaan dengan metode LRFD adalah sebagai berikut.

$$\text{Supply Kekuatan} \geq \sum \text{Kebutuhan Kekuatan}$$

### 3.5 Kombinasi Pembebanan Dalam LRFD

Kombinasi pembebanan dari *American Institute of Steel Construction-Load and Resistance Factor Design 1993 (AISC-LRFD93)* yang digunakan dalam penelitian ini adalah :

$$1,4 D \quad (3.5-1a)$$

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.5-1b)$$

$$1,2 D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (0,5.L \text{ atau } 0,8W) \quad (3.5-1c)$$

$$1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.5-1d)$$

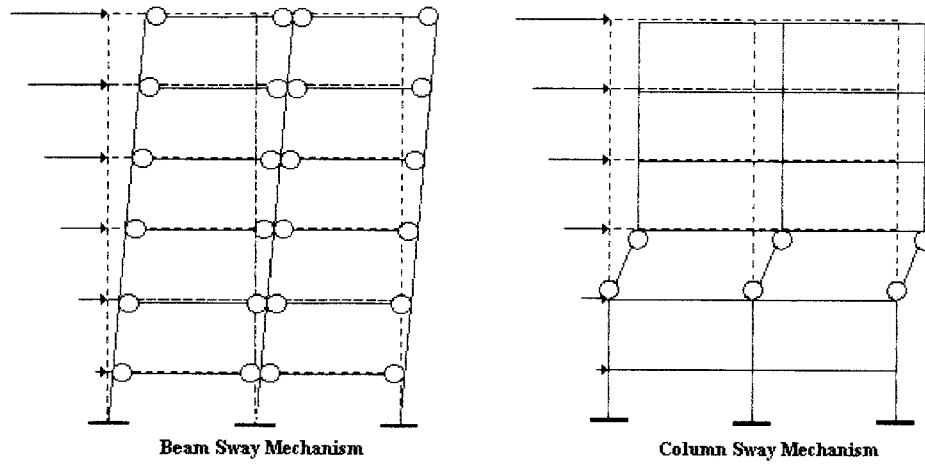
$$1,2 D + 1,0 E + 0,5 L \quad (3.5-1e)$$

dengan D adalah beban mati, L adalah beban hidup, La adalah beban hidup diatas atap selama perawatan atau selama penggunaan, H adalah beban hujan, W adalah beban angin, E adalah beban gempa.

### 3.6 Perencanaan Struktur Baja Daktail

Pada prinsipnya, perencanaan dengan metode daktail menggunakan konsep *strong column weak beam* yang mengarahkan mekanisme keruntuhan struktur terjadi pada balok (*beam sway mechanism*) dengan cara pembentukan sendi plastis pada

balok, sehingga mekanisme keruntuhan pada kolom dapat dihindari (*column sway mechanism*).

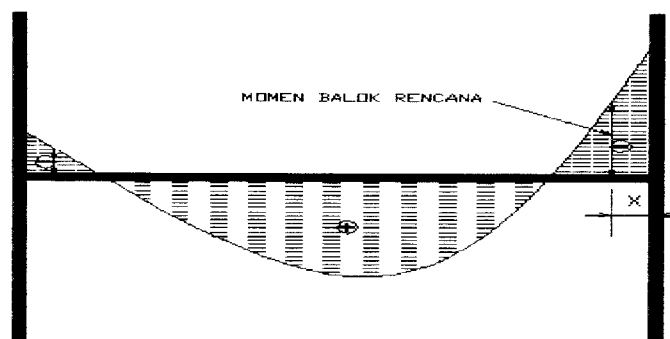


**Gambar 3.3 Perbandingan Pola Keruntuhan Bangunan Akibat Sendi Plastis**

### **Pada Balok dan Kolom**

#### **3.6.1 Perencanaan Lentur Balok**

Balok merupakan elemen kombinasi dari momen lentur dan geser. Nilai momen rencana didapatkan dari diagram bidang momen (BMD) hasil analisis struktur pada titik sendi plastis.



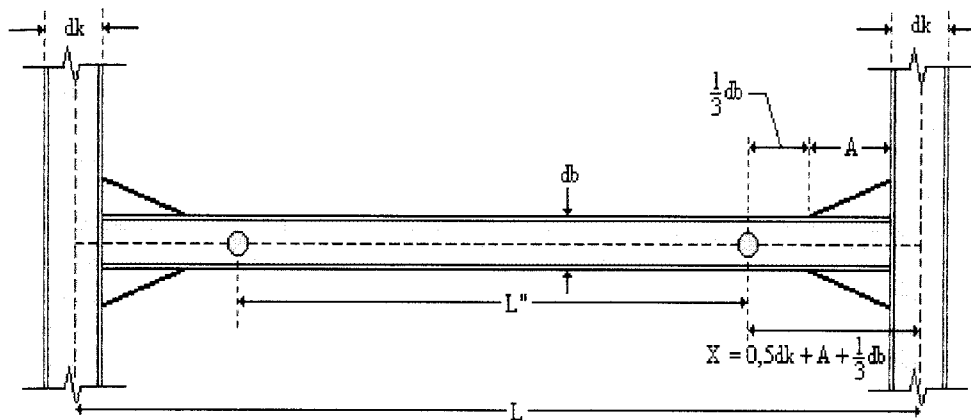
**Gambar 3.4 Penentuan Nilai Momen Pada Sendi Plastis**



Jarak sendi plastis didapatkan dengan persamaan (3.6-1).

$$X = 0,5 dk + A + \frac{1}{3} db \quad (3.6-1)$$

Dengan A asumsi panjang pengaku sambungan antara balok dengan kolom (in), db tinggi profil balok (in) dan dk adalah tinggi profil kolom (in).



**Gambar 3.5 Asumsi Jarak Sendi Plastis Pada Balok**

Dalam perencanaan momen lentur balok, profil baja dianggap kompak, baik kompak pada badan maupun kompak pada sayap, sehingga rasio tinggi terhadap tebal penampang ( $\lambda$ ) harus lebih kecil atau sama dengan batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak ( $\lambda_p$ ).

$$\lambda = \frac{hf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \text{sayap} \quad (3.6-2a)$$

$$\lambda = \frac{hc}{2tw} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad \text{badan} \quad (3.6-2b)$$

Dengan  $F_y$  tegangan leleh profil baja (36 ksi),  $hc$  tinggi bersih badan (in),  $hf$  lebar sayap (in),  $tf$  tebal sayap (in),  $tw$  tebal badan (in),  $\lambda$  rasio tinggi terhadap tebal penampang dan  $\lambda_p$  adalah batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil kompak.

Suatu balok yang menahan lentur harus memenuhi persamaan :

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.6-3)$$

Dengan  $M_u$  adalah momen lentur terfaktor,  $\phi$  adalah faktor reduksi yang nilainya 0.9,  $M_n$  adalah kuat lentur nominal penampang. Kuat lentur nominal penampang dihitung dengan rumus-rumus sebagai berikut :

#### a. Untuk penampang kompak

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan ( $L$ ).

##### Kasus 1 ( $L \leq L_p$ )

Kuat komponen struktur yang memenuhi  $L \leq L_p$  kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah :

$$M_n = M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3.6-4)$$

dengan  $L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{f_y}}$ ,  $f_y$  dalam ksi

$Z$  adalah modulus penampang plastis

##### Kasus 2 ( $L_p < L < L_r$ )

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L_p < L < L_r$ , kuat nominal komponen terhadap momen lentur adalah

$$M_n = c_b \left\{ M_p - (M_p - M_r) \left[ \frac{L - L_p}{L_r - L_p} \right] \right\} \leq M_p \quad (3.6-5)$$

dengan  $M_r = (f_y - f_r) \cdot S_x$ , dengan  $f_r = 10$  ksi

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(f_y - f_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2} (f_y - f_r)^2} \quad (3.6-6)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}, \quad J = \text{konstanta torsional} \quad (3.6-7)$$

$$X_2 = \frac{4.C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{C_j} \right)^2, C_w = \text{konstanta warping} \quad (3.6-8)$$

$C_b$  = faktor pengali momen, yang besarnya dapat dihitung dengan

$$c_b = 1,75 + 1,05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \text{ dengan } \left| \frac{M_1}{M_2} \right| \leq 1,0 \quad (3.6-9)$$

$C_b$  sama dengan 1,0 untuk batang yang tidak ada tambatan lateralnya. Rasio antara  $\left| \frac{M_1}{M_2} \right|$  adalah positif bila  $M_1$  dan  $M_2$  bertanda sama (*reverse curvature*) dan akan bernilai negative bila  $M_1$  dan  $M_2$  berlawanan tanda (*single curvature*).

### Kasus 3 ( $L > L_r$ )

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L > L_r$ , kuat nominal komponen struktur terhadap lentur adalah

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3.6-10)$$

$$\text{Dengan } M_{cr} = \frac{c_b S_x Y_1 \sqrt{2}}{(L_{rx})} \sqrt{1 + \frac{Y_1^2 Y_2}{2(L_{ry})^2}} \quad (3.6-11)$$

#### b. Untuk penampang tidak kompak

untuk penampang tidak kompak, kuat lentur nominal penampang ditentukan sebagai berikut :

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad (3.6-12)$$

$$\text{kriteria penampang kompak adalah bila } \frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y}} \text{ dan } \frac{d}{tw} \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}} \quad (3.6-13)$$

Parameter penampang  $\lambda$ ,  $\lambda_p$ ,  $\lambda_r$  ditunjukkan dalam tabel dibawah ini.

**Tabel 3.1 Kriteria Kompak Menurut AISC Untuk Elemen Balok**

Jenis Elemen	Rasio b/t ( $\lambda$ )	Batas rasio b/t	
		Kompak $\lambda_p$	Non kompak $\lambda_r$
Sayap bentuk-I dan kanal dalam lentur	$b_f/2t_f$	$65/\sqrt{f_y}$	$141/\sqrt{f_y-10}$
Sayap bentuk-I dalam tekan murni	$b_f/2t_f$	-	$95/\sqrt{f_y}$
Semua elemen yang tertekan seragam	$h/t_w$	-	$253/\sqrt{f_y}$

Dalam perencanaan geser balok, harus diperhitungkan beberapa kondisi rasio tinggi terhadap tebal badan dibawah ini, karena geser pada profil baja dianggap ditahan oleh badan, sedangkan tahanan geser pada sayap diabaikan.

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_n = 0,6.F_y.A_w \quad (3.6-14a)$$

$$\text{Untuk } \frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{523}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_n = 0,6.F_y.A_w \frac{\frac{418}{\sqrt{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.6-14b)$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} > \frac{523}{\sqrt{F_y}}$$

$$V_n = A_w \cdot \frac{132.000}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (3.6-14c)$$

Kapasitas geser

$$\phi_u V_n = 0,90 \cdot V_n \quad (3.6-14d)$$

Dengan  $A_w$  luas badan (= d.tw, in<sup>2</sup>) d tinggi profil (in), h tinggi bersih badan (in),  $V_n$  kuat geser nominal (kips) dan  $\phi_u$  faktor reduksi geser (0,90).

### 3.6.2 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan suatu elemen struktur yang mengalami kombinasi beban aksial tekan, momen lentur dan geser. Nilai beban aksial dan nilai geser rencana pada kolom dapat langsung dibaca pada hasil output analisis struktur.

Untuk momen rencana pada kolom sebagai aplikasi dari konsep *strong column-weak beam* didapatkan dengan membandingkan nilai hasil persamaan (3.6-15a) dan hasil output analisis struktur SAP2000.

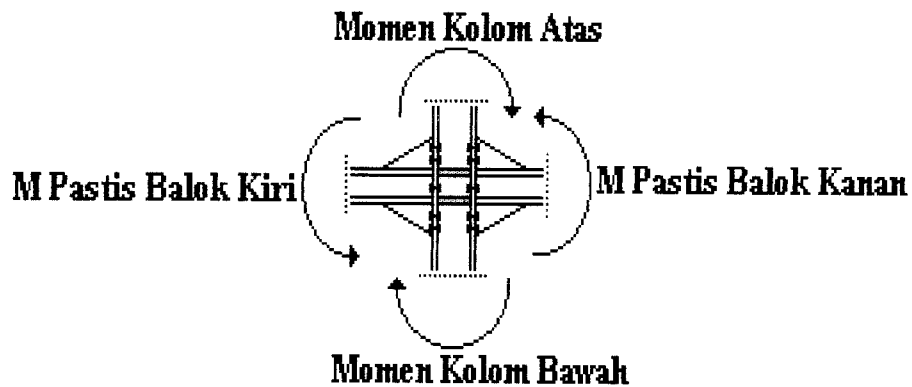
$$M_{uk} = \frac{h}{h_n} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha \cdot \phi_0 \left( \frac{L_b}{L_{nb}} M_{pb \text{ ki}} + \frac{L_b}{L_{nb}} M_{pb \text{ ka}} \right) \quad (3.6-15a)$$

$$M_{pb} = \beta \cdot M_p \quad (3.6-15b)$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.6-15c)$$

$$\alpha = \frac{M_{kol-n}}{\sum M_{kol-n}} \quad (3.6-15d)$$

dengan h tinggi kolom (m),  $h_n$  tinggi bersih kolom (m),  $L_b$  panjang balok (m),  $L_{nb}$  panjang bersih balok (m),  $M_{kol-n}$  momen ujung dari kolom lantai ke-n (kg.m),  $M_{pb}$  momen kapasitas balok (kg.m),  $\alpha$  koefisien distribusi momen,  $\beta$  *overstrength factor* (1,1),  $\omega_d$  koefisien pembesaran dinamis/*Dynamic Magnification Factor-DMF* (1,3) dan  $\phi_0$  adalah faktor penambahan kekuatan (1,25).



**Gambar 3.6 Penentuan Momen Kolom**

Kemudian hasil persamaan diatas dan hasil output analisis struktur dibandingkan dan diambil nilai yang terbesar.

Perencanaan kuat lentur dan geser pada kolom sama dengan balok sehingga dapat dipakai persamaan (3.6-2a) sampai dengan (3.6-14d) untuk mendesain kuat lentur dan geser.

Pada perencanaan kuat tekan pada kolom, faktor tekuk pada kolom sangat berpengaruh sehingga perlu dicek kompak untuk menghindari terjadinya tekuk lokal (*local buckling*) pada sayap maupun badan dengan persamaan (3.6-2a) dan (3.6-2b).

Setelah itu ditentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom,  $G$  dengan persamaan (3.6-16).

$$G = \frac{\left(\frac{I}{L}\right)_{k1} + \left(\frac{I}{L}\right)_{k2}}{\left(\frac{I}{L}\right)_{b1} + \left(\frac{I}{L}\right)_{b2}} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_k}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_b} \quad (3.6-16)$$

dengan  $G$  nilai kondisi ujung/joint kolom,  $I$  inersia penampang profil ( $\text{in}^4$ ),  $L$  panjang elemen (in),  $b$  balok dan  $k$  adalah kolom.

Kemudian koefisien panjang efektif K dari kolom didapatkan dengan menghubungkan nilai G ujung atas dan G ujung bawah elemen tekan pada nomogram kondisi kolom bergoyang (AISC-LRFD hal 6-186). Selain itu terdapat ketentuan untuk kolom pondasi, dimana untuk asumsi dukungan jepit  $G = 1,0$  dan untuk asumsi dukungan sendi  $G = 10$ .

Struktur kolom memperhitungkan pengaruh tekuk, dimana tekuk ini sangat dipengaruhi oleh kelangsingan dari penampang profil. Nilai parameter kelangsingan  $\lambda_c$  dihitung dengan persamaan (3.6-17).

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.6-17)$$

dengan L panjang elemen tekan (in)

Tegangan kritis profil  $F_{cr}$  ditentukan dengan memperhitungkan besarnya nilai parameter kelangsingan  $\lambda_c$ .

Jika nilai  $\lambda_c \leq 1,5$  maka

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (3.6-18a)$$

Jika nilai  $\lambda_c > 1,5$  maka

$$F_{cr} = \left[ \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y \quad (3.6-18b)$$

Kapasitas penampang tekan dihitung dengan persamaan (3.6-18c).

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.6-18c)$$

dengan  $A_g$  luas bruto penampang profil ( $\text{in}^2$ ),  $P_n$  kuat tekan penampang profil (kips) dan  $\phi_c$  adalah faktor reduksi elemen tekan (0,85).

Perencanaan kolom didasarkan pada kombinasi beban gaya tekan dan momen lentur dimana nilai interaksi antara komponen aksial dengan momen lentur harus  $\leq 1,0$ . Persamaan interaksi yang digunakan berdasarkan nilai rasio beban aksial tekan  $P_u$  dengan kapasitas tekan penampang  $\phi_c P_n$ .

Jika  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$  maka

$$\frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-19a)$$

Jika  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2$  maka

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (3.6-19b)$$

dengan  $M_{nx}$  momen nominal arah sumbu X (k.in),  $M_{ny}$  momen nominal arah sumbu Y (k.in),  $M_{ux}$  momen ultimit arah sumbu X (k.in) dan  $M_{uy}$  adalah momen ultimit arah sumbu Y (k.in).

### 3.6.3 Perencanaan Pengaku (*Bracing*)

*Bracing* merupakan struktur yang berfungsi untuk memperkaku struktur baja guna menahan gaya horisontal akibat gempa yang terjadi. Perencanaan *bracing* ini berdasarkan gaya aksial maksimum baik tarik maupun tekan karena gaya gempa bersifat siklik (bolak-balik).

Perencanaan *bracing* tekan tidak berbeda dengan kolom sehingga persamaan (3.6-17) sampai (3.6-18c) dapat digunakan. Yang membedakan adalah penentuan nilai panjang efektif  $K$ . Dalam hal ini nilai kondisi ujung (*end condition*) dari *bracing* tidak dihitung seperti pada kolom, tetapi langsing diasumsikan sebagai



struktur tekan dengan dukungan ujung sendi. Dari AISC-LRFD hal 6-184 Tabel C-C2.1 untuk dukungan sendi-sendid pada struktur tekan nilai panjang efektif  $K$  untuk desain yang disarankan sebesar 1,0.

Untuk perencanaan tarik pada *bracing* dapat digunakan persamaan (3.6-20a) sampai (3.6-20d). Pada perencanaan elemen tarik, jenis sambungan harus diperhitungkan dalam menentukan kuat tarik dari penampang profil. Dalam hal ini digunakan sambungan baut, sehingga terdapat pengurangan luasan profil akibat lubang sambungan.

Terdapat dua kondisi yang berbeda dalam perencanaan.

1. Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\phi_t P_n = 0,90.F_y.A_g \quad (3.6-20a)$$

2. Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif

$$A_n = A_g - (t.d_b) \quad (3.6-20b)$$

$$A_e = U.A_n \quad (3.6-20c)$$

$$\phi_t P_n = 0,75.F_u.A_e \quad (3.6-20d)$$

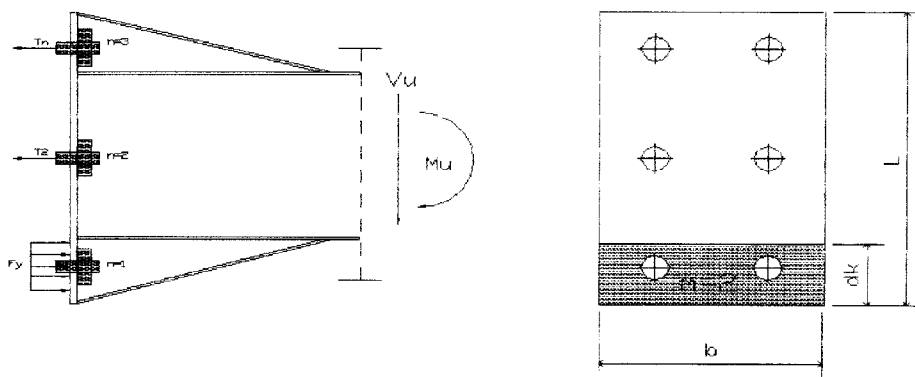
dengan.  $A_e$  luas efektif profil ( $\text{in}^2$ ),  $A_n$  luas bersih profil ( $\text{in}^2$ ),  $F_u$  tegangan tarik maksimum baja profil (ksi),  $P_n$  kuat tarik penampang profil (kips),  $U$  faktor reduksi luas efektif (Theory and Problem of Structural Steel Design (LRFD Method)- Abraham J. Rokach, MSCE-Tabel 3.1 hal 15) dan  $\phi_t$  adalah faktor reduksi untuk kapasitas tarik penampang.

Kapasitas tarik penampang =  $\phi_t . P_n$

### 3.6.4 Perencanaan Sambungan Balok – Kolom

Sambungan balok ke kolom dapat direncanakan dengan dua metode yaitu *Ultimate Strength Method* dan *Elastic Method*. Dalam hal ini, sambungan direncanakan dengan *Ultimate Strength Method*.

Sambungan balok ke kolom merupakan sambungan yang direncanakan berdasarkan momen lentur dan gaya geser yang terjadi. Momen pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sambungan.



**Gambar 3.7 Distribusi Gaya Pada Sambungan Balok–Kolom**

Tegangan tarik pada baut baris ke- $i$ ,  $T_i$  didapatkan dari persamaan (3.6-21).

$$T_i = m \cdot A_b \cdot F_t \quad (3.6-21)$$

dimana  $A_b$  luas satu baut ( $\text{in}^2$ ),  $F_t$  tegangan tarik yang didapatkan dari AISC-LRFD Tabel J3.5 hal 6-84 dan merupakan fungsi dari  $f_v$ ,  $m$  jumlah baut per baris dan  $T_i$  adalah tegangan tarik baut pada baris ke- $i$  (kips).

Asumsi dari tegangan geser baut  $f_v$  didapatkan dari persamaan (3.6-22).

$$f_v = \frac{V_u}{n_b \cdot A_b} \quad (3.6-22)$$

dengan  $f_v$  tegangan geser baut (ksi),  $n_b$  jumlah baut total dan  $V_u$  gaya geser pada sambungan (kips).

Tinggi bidang tekan  $a$  belum diketahui, maka nilai  $a$  dapat diasumsikan terlebih dahulu kemudian dihitung dengan persamaan (3.6-23).

$$a = \frac{\sum_{i=k}^n T_i}{F_y \cdot b} \quad (3.6-23)$$

dengan  $a$  tinggi bidang tekan (in) dan  $b$  adalah lebar plat sambung (in).

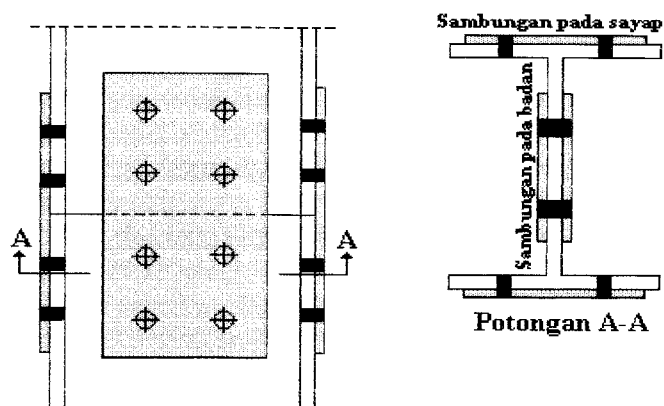
Setelah itu dapat dihitung nilai momen lentur desain pada sambungan dengan persamaan (3.6-24).

$$\phi Mn = \frac{0,9 \cdot F_y \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=k}^n d_i \cdot T_i \quad (3.6-24)$$

Nilai momen lentur desain pada sambungan  $\phi Mn$  ini harus lebih besar dari nilai momen rencana sambungan  $M_u$ .

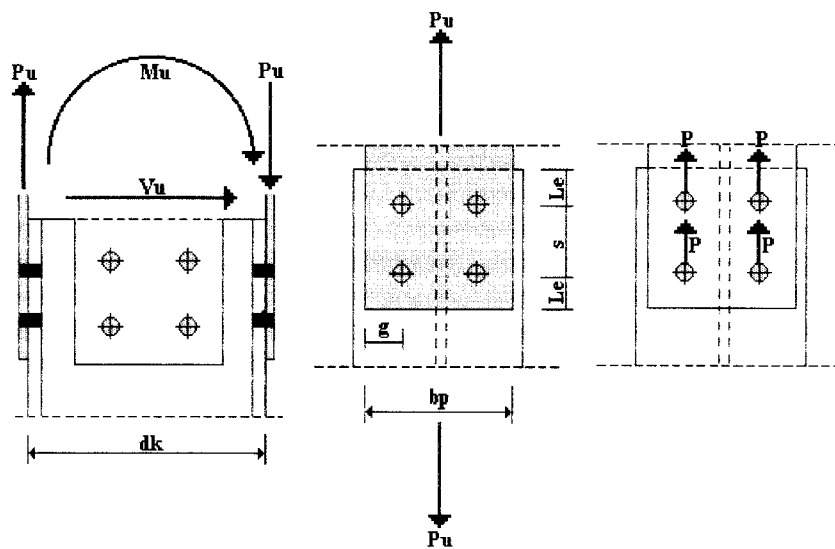
### 3.6.5 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom

Sambungan kolom-kolom dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Selain itu perbedaan profil kolom yang digunakan menyebabkan terjadinya sambungan antara kolom satu dengan kolom lantai di atasnya.



Gambar 3.8 Sambungan Kolom–Kolom

Sambungan kolom-kolom merupakan sambungan yang terdiri dari dua sambungan yaitu sambungan pada sayap dan sambungan pada badan. Sambungan pada sayap merupakan sambungan yang didesain berdasarkan tegangan tarik akibat momen kolom yang didistribusikan ke sambungan dalam bentuk gaya tarik pada sayap profil kolom. Tegangan geser pada kolom dianggap hanya ditahan oleh badan profil, sehingga sambungan pada badan merupakan sambungan geser.



**Gambar 3.9 Sambungan Pada Sayap Profil Kolom**

Nilai gaya tarik pada sambungan sayap kolom didapatkan dari momen kolom yang dibagi dengan tinggi kolom.

$$P_u = \frac{M_u}{d_k} \quad (3.6-25)$$

dimana  $d_k$  tinggi profil kolom (in),  $M_u$  momen kolom (k.in) dan  $T_u$  adalah gaya tarik pada plat sambung (kips).

Sambungan pada sayap merupakan sambungan tipe tarik yang didesain berdasarkan memperhitungkan beberapa kondisi elemen pembentuk sambungan.

Desain berdasarkan kekuatan geser baut, digunakan persamaan (3.6-26).

$$\phi R_n = 0,75 \cdot F_v \cdot m \cdot A_{gv} \quad (3.6-26)$$

dimana  $A_{gv}$  luas baut ( $\text{in}^2$ ),  $F_v$  kuat geser baut (ksi),  $m$  jumlah bidang geser dan  $\phi R_n$  adalah tegangan geser desain baut (kips).

Desain berdasarkan kekuatan tumpuan pada lubang baut. Dalam hal ini harus diperhitungkan beberapa hal.

Untuk baut paling dekat dengan ujung plat sambung.

Jika  $L_e \geq 1,5$  db dan deformasi pada lubang diperhitungkan, maka

$$R_n = 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot F_u \quad (3.6-27a)$$

Jika  $L_e \geq 1,5$  db dan deformasi pada lubang tidak diperhitungkan, maka

$$R_n = L_e \cdot tp \cdot F_u \leq 3,0 \cdot db \cdot tp \cdot F_u \quad (3.6-27b)$$

Jika  $L_e < 1,5$  db maka

$$R_n = L_e \cdot tp \cdot F_u \leq 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot F_u \quad (3.6-27c)$$

Untuk baut yang terletak di tengah.

Jika  $s \geq 3,0$  db dan deformasi pada lubang diperhitungkan, maka

$$R_n = 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot F_u \quad (3.6-27d)$$

Jika  $s \geq 3,0$  db dan deformasi pada lubang tidak diperhitungkan, maka

$$R_n = (s - 0,5 \text{ db}) \cdot tp \cdot F_u \leq 3,0 \cdot db \cdot tp \cdot F_u \quad (3.6-27e)$$

Jika  $s < 3,0$  db maka

$$R_n = (s - 0,5 \text{ db}) \cdot tp \cdot F_u \leq 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot F_u \quad (3.6-27f)$$

Ambil nilai  $R_n$  terkecil. Desain tegangan  $\phi R_n = 0,75 \cdot R_n$

dengan  $db$  diameter baut (in),  $F_u$  tegangan maksimum plat (ksi),  $L_e$  jarak baut paling ujung ke tepi plat (in),  $s$  jarak antar baut (in) dan  $tp$  adalah tebal plat sambung (in).

Desain berdasarkan kekuatan plat sambung.

Jika leleh pada  $A_g$

$$A_g = b_p \cdot t_p \quad (3.6-28a)$$

$$\phi R_n = 0,90 \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.6-28b)$$

Jika patah pada  $A_n$

$$d_h = d_b + 1/16 \quad (3.6-28c)$$

$$A_{\text{lubang}} = d_h \cdot t_p \quad (3.6-28d)$$

$$A_n = A_g - A_{\text{lubang}} \quad (3.6-28e)$$

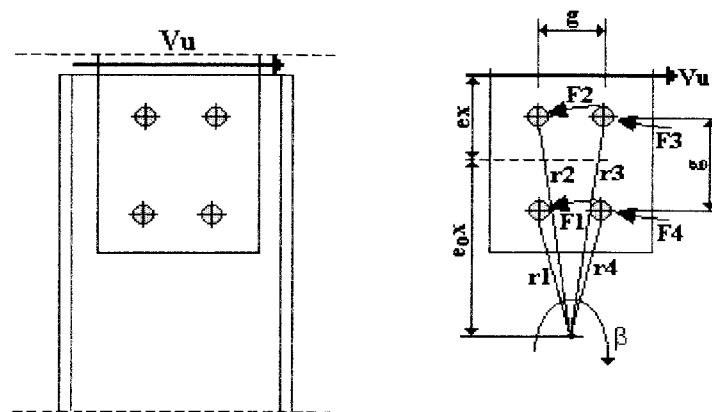
$$A_n = 0,85 \cdot A_g \quad (3.6-28f)$$

Ambil nilai  $A_n$  terkecil dari persamaan (3.6-28e) dan (3.6-28f)

$$\phi R_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_n \quad (3.6-28g)$$

dengan  $A_g$  luas total bidang geser plat sambung ( $\text{in}^2$ ),  $A_n$  luas bersih bidang geser plat sambung ( $\text{in}^2$ ) dan  $d_h$  adalah diameter aktual lubang baut (in).

Kemudian pada beberapa nilai  $\phi R_n$  diatas diambil yang terkecil dimana nilai tersebut tidak boleh lebih kecil dari nilai  $T_u$ . Sambungan geser pada badan kolom, didesain berdasarkan asumsi bahwa gaya geser merupakan beban  $P_u$  eksentris sebesar  $e_x$  terhadap pusat berat kelompok baut.



**Gambar 3.10 Sambungan Pada Badan Profil Kolom**

Dari tabel AISC-LRFD hal 8-24 diambil nilai  $\phi r_n$  (desain geser untuk 1 baut).

Dari tabel AISC-LRFD hal 8-26 diambil nilai  $\phi r_n$  (desain kekuatan tumpuan pada lubang baut).

Ambil nilai  $\phi r_n$  terkecil.

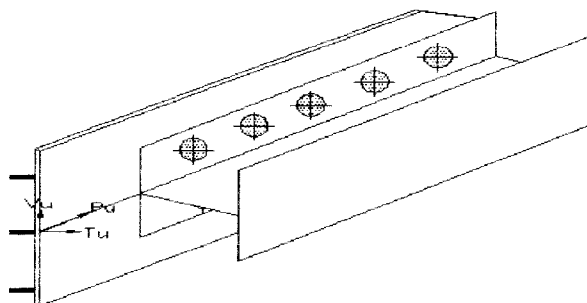
Berdasarkan nilai jarak antar baut  $s$ , eksentrisitas terhadap pusat berat kelompok baut  $e_x$  dan jumlah baut dalam baris arah vertikal  $n$ , pada tabel AISC-LRFD hal 8-46 didapatkan nilai  $C$ , sehingga didapatkan persamaan (3.6-29).

$$\phi R_n = C \cdot \phi r_n \quad (3.6-29)$$

Nilai  $\phi R_n$  harus lebih besar daripada nilai gaya geser  $V_u$  yang bekerja pada kolom.

### 3.6.6 Sambungan Pada Pengaku (*Bracing*)

Sambungan pada *bracing* merupakan sambungan baut antara *bracing* dengan kolom yang didesain untuk menahan gaya aksial pada *bracing*, baik tarik maupun tekan. Karena *bracing* diletakkan dengan sudut tertentu dari kolom, maka gaya aksial tersebut akan didistribusikan ke sambungan menjadi komponen gaya vertikal yang menjadi beban geser pada sambungan serta komponen gaya horisontal. Khusus untuk gaya horisontal ini yang diperhitungkan hanya tarik saja karena sambungan baut ini dianggap dapat menahan tekan.



**Gambar 3.11 Sambungan Pada *Bracing***

Gaya aksial pada *bracing* diuraikan menjadi gaya vertikal dan horisontal dengan persamaan (3.6-30a) dan (3.6-30b).

$$\text{Komponen Tarik } P_{ux} = P_u \cdot \cos \alpha \quad (3.6-30a)$$

$$\text{Komponen Geser } P_{uy} = P_u \sin \alpha \quad (3.6-30b)$$

dengan  $\alpha$  sudut kemiringan *bracing* dan  $P_u$  adalah gaya aksial pada *bracing* (kips).

Digunakan baut diameter  $d_b$  sejumlah  $n$ , maka gaya tarik dan geser perbaut pada sambungan dapat dihitung dengan persamaan (3.6-31a) dan (3.6-31b).

$$\text{Tarik } T_u = \frac{P_{ux}}{n} \quad (3.6-32a)$$

$$\text{Geser } V_u = \frac{P_{uy}}{n} \quad (3.6-32b)$$

Dari AISC-LRFD Tabel J3.5 hal 6-84 didapatkan persamaan untuk menentukan tegangan tarik maksimum baut  $\phi F'_{ut}$ .

$$\text{Tegangan geser nominal } f_{uv} = \frac{V_u}{A_b} \quad (3.6-33)$$

Sehingga dapat ditentukan kapasitas tarik dari persamaan (3.6-34).

$$T_u \max = \phi F'_{ut} \cdot A_b \quad (3.6-34)$$

Nilai  $T_u \max$  tidak boleh lebih kecil dari nilai  $T_u$  / baut.

Kapasitas geser dihitung dengan persamaan (3.6-35).

$$\phi R_{nv} = 0,75 (0,50 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (3.6-35)$$

dengan  $F_u^b$  tegangan geser 1 baut (ksi),  $m$  jumlah bidang geser, dan  $\phi R_{nv}$  adalah kuat geser 1 baut (kips).

Nilai  $\phi R_{nv}$  tidak boleh lebih besar dari nilai tegangan geser 1 baut  $V_u$ .

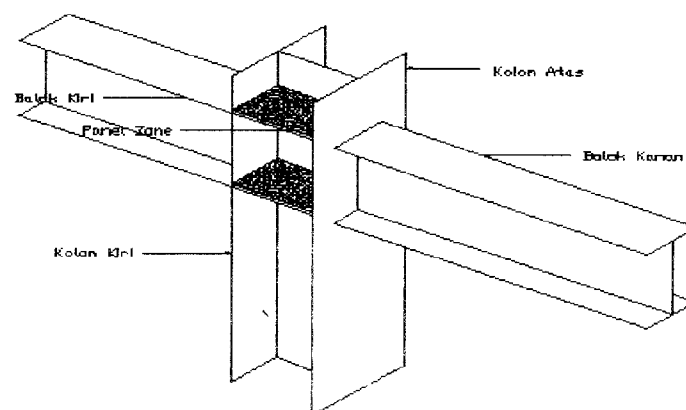


Persamaan (3.6-30a) sampai dengan (3.6-35) digunakan untuk mendesain sambungan *bracing* yang dibebani gaya aksial tarik. Sambungan tersebut masih harus dicek dengan gaya aksial tekan. Dalam hal ini, komponen gaya yang diperhitungkan hanya komponen gaya vertikal (geser) pada sambungan.

Dalam mendesain sambungan geser pada *bracing* dapat dipakai persamaan (3.6-26) sampai dengan (3.6-28g) yang digunakan untuk mendesain sambungan pada sayap kolom. Persamaan ini juga digunakan untuk mendesain sambungan pelat sambung dengan *bracing*.

### 3.6.7 Perencanaan *Panel Zone*

Perencanaan *panel zone* didesain untuk menahan gaya tarik horizontal pada sayap kolom yang diakibatkan oleh momen yang terjadi pada balok sehingga dapat mencegah terjadinya tekuk lokal pada sayap kolom. Perencanaan *panel zone* di perhitungkan karena, pada sambungan balok dan kolom joint dianggap kaku sempurna sehingga kekuatan elemen kolom terutama interaksi antara sayap kolom dengan balok harus seimbang.



**Gambar 3.12 Perencanaan *Panel Zone***

Gaya geser horizontal pada kolom dapat dihitung dengan persamaan (3.6-36)

$$V_u = \frac{M_{b1} \cdot DMF}{0,95 \cdot db} + \frac{M_{b2} \cdot DMF}{0,95 \cdot db} - \frac{V_{atas} + V_{bawah}}{2} \quad (3.6-36)$$

dengan  $db$  adalah tinggi profil balok (in),  $M_{b1}$  dan  $M_{b2}$  masing-masing adalah momen balok kiri dan momen balok kanan dari kolom yang dihitung (k.in), dan  $V_{atas}$  dan  $V_{bawah}$  masing-masing adalah gaya geser pada kolom atas dan kolom bawah (kips).

Kemudian dikontrol terhadap tekuk lokal pada sayap dan badan kolom dengan persamaan (3.6-37) dan persamaan (3.6-38).

$$\phi R_{nf} = 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yf} \quad (3.6-37)$$

$$\phi R_{nw} = \phi(5k + t_{fb}) \cdot F_y \cdot t_{wc} \quad (3.6-38)$$

dengan  $F_{yf}$  adalah tegangan leleh sayap profil kolom (ksi),  $k$  koefisien panjang efektif kolom,  $t_{fb}$  tebal sayap profil balok (in),  $t_{fc}$  tebal sayap profil kolom (in) dan  $t_{wc}$  adalah tebal badan profil kolom (in).

Jika persamaan (3.6-37) dan persamaan (3.6-38) hasilnya ada yang lebih kecil dari persamaan (3.6.36), maka dibutuhkan *panel zone* karena terjadi tekuk lokal pada kolom. Kebutuhan luas *panel zone* untuk dapat mencegah terjadinya tekuk lokal pada kolom adalah :

$$A_{st} = \frac{\phi \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot F_y - \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_y \cdot t_{wc}}{F_y} \quad (3.6-39)$$

Dimensi panel zone ini memiliki batas ketebalan dan lebar *panel zone*. Penentuan dimensi minimum ini dapat didasarkan pada persamaan (3.6-40) dan persamaan (3.6-41).

$$t_s = \frac{t_{fb}}{2} \quad (3.6-40)$$

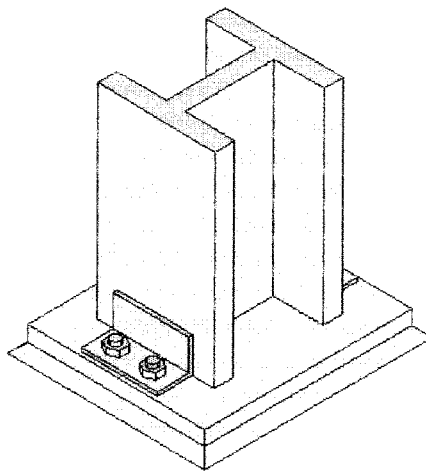
$$h_{\min} = \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \quad (3.6-41)$$

Hasil penentuan dimensi *panel zone* harus dikontrol terhadap luas perlu dari *panel zone*.

$$B_{pakai} \cdot t_{s\ pakai} \geq A_{st} \quad (3.6-42)$$

### 3.6.8 Perencanaan Pelat Dasar Fondasi

Pelat dasar pada fondasi berfungsi untuk menghubungkan antara kolom dengan fondasi beton. Pelat dasar ini didesain untuk menahan beban aksial tekan dan momen pada kolom.



**Gambar 3.13 Pelat Dasar Fondasi**

Pertama-tama dicek terlebih dahulu eksentrisitas  $e$  akibat momen.

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (3.6-43)$$

dengan  $e$  eksentrisitas gaya (in),  $M_u$  momen yang bekerja pada kolom (k.in) dan  $P_u$  adalah beban aksial tekan pada kolom (kips).

Jarak profil ke tepi pelat dasar  $h'$  dapat diasumsikan sebesar :

$$h' \approx 4,25 \cdot db \quad (3.6-44)$$

Tentukan panjang pelat dasar  $H$  dengan persamaan (3.6-45).

$$H \approx d + 2 \cdot h' \quad (3.6-45)$$

Lebar pelat dasar minimum  $B_m$  yang dibutuhkan adalah sebesar :

$$B_m \approx \frac{P_u}{1,02 \cdot f_c' (H - 2e)} > bf \quad (3.6-46)$$

Ambil jarak profil ke ujung pelat dasar  $b$  dan tentukan lebar aktual dari pelat dasar  $B$  dengan persamaan (3.6-47).

$$B = 0,8 \cdot bf + 2 \cdot b \quad (3.6-47)$$

dengan  $bf$  lebar sayap kolom (in),  $d$  tinggi profil kolom (in) dan  $f_c'$  adalah kuat tekan beton fondasi (ksi).

Dari AISC-LRFD hal 8-13 Tabel 8-4 dari nilai diameter baut  $db$  didapatkan jarak bersih antar kepala baut  $C_1$ .

Dari AISC-LRFD hal 6-82 Tabel J3.4 untuk baut dengan diameter  $db$  didapatkan nilai jarak lubang ke ujung pelat dasar minimum  $w_e$ .

Setelah itu cek nilai eksentrisitas  $e$  terhadap dimensi panjang pelat dasar  $H$ .

Jika  $e \leq \frac{H}{6}$  maka tebal pelat dasar adalah :

$$t \geq \left( h' \sqrt{\frac{2,27 \cdot f_c' \cdot B_m}{F_y \cdot B}} \right) \quad (3.6-48)$$

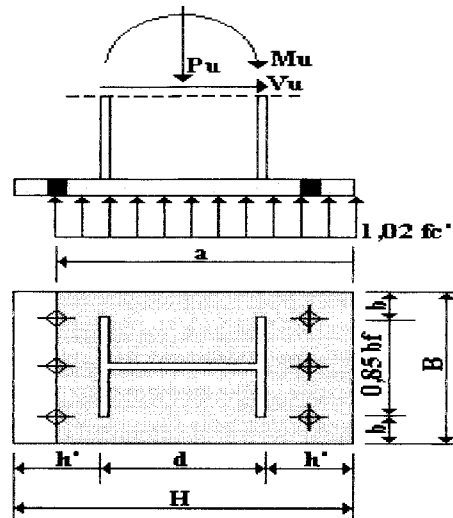
Kuat tarik baut angkur pelat dasar :

$$\phi R_n = \left[ \frac{2 \cdot T_u + C_1 \cdot V_u}{n} \right] \quad (3.6-49)$$

dengan  $n$  jumlah baut pada daerah tarik,  $V_u$  gaya geser kolom (kips) dan  $T_u$  adalah gaya tarik pada baut angkur (kips).

Dari AISC-LRFD Tabel 8-15 hal 8-27 untuk baut diameter  $d_b$  didapatkan  $\phi R_n$  baut.

Nilai  $\phi R_n$  baut tidak boleh lebih kecil dari nilai  $\phi R_n$  persamaan (3.6-49).



**Gambar 3.14 Gaya Pada Pelat Dasar  $e \leq H/6$**

Jika  $e > \frac{H}{6}$  maka

Panjang bidang tekan  $a$  adalah :

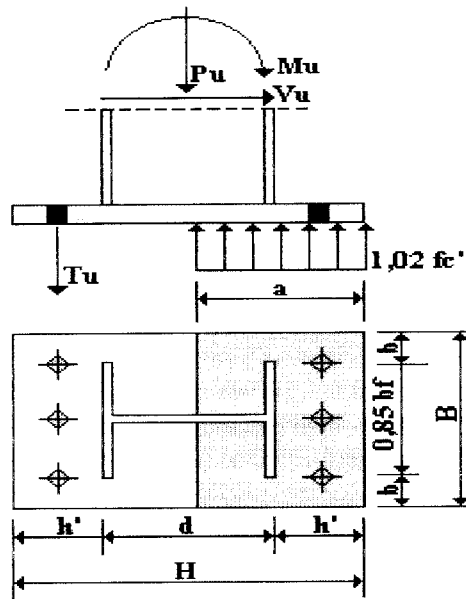
$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h - H) + 2Mu}{1,02 \cdot fc' \cdot B}} \quad (3.6-50)$$

Gaya tarik yang bekerja pada baut angkur :

$$T_u = 1,02 \cdot fc' \cdot B \cdot a - P_u \quad (3.6-51)$$

Tebal pelat dasar diambil nilai maksimum dari persamaan (3.6-48) dan persamaan (3.6-52).

$$t \geq \left[ 2,108 \sqrt{\frac{T_u(h' - w_e)}{F_y \cdot B}} \right] \quad (3.6-52)$$



**Gambar 3.15 Gaya Pada Pelat Dasar  $e > H/6$**

### 3.7 Perencanaan Fondasi Tiang Pancang

Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan pada tanah. Tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan penuaan yang besar dan dapat pula mengakibatkan keruntuhan pada struktur (Bowles, 1986).

Untuk perencanaan Tugas Akhir ini, digunakan pondasi tiang pancang karena pondasi tiang dapat mendukung beban struktur yang besar dan kedalamannya dapat dibuat sedemikian rupa sampai menembus ke lapisan keras. Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi berbentuk tiang yang penempatannya pada lapisan tanah didasarkan pada kapasitas dukung ujung tiang maupun lekatan tanah pada keliling permukaan tiang pancang (Sardjono, 1988).

Untuk data pengujian penetrasi standart (SPT = *Standard Penetration Test*) maka *Mayerhof* menggunakan rumus:

$$Q_p = A_p \cdot q_p \leq A_p \cdot (400 \cdot \bar{N}) \text{ satuan dalam (kN)} \quad (3.7.2)$$

$$q_p = 40 \cdot \bar{N} \cdot \frac{L_b}{D} \quad (3.7.3)$$

dengan :

$\bar{N}$  = Nilai rata-rata statistik dari bilangan SPT dalam daerah kira-kira 8D di atas sampai dengan 3D diatas tiang pancang.

D = lebar atau diameter tiang pancang.

$\frac{L_b}{D}$  = perbandingan kedalaman rata-rata dari sebuah titik.

Untuk tahanan selimut N-SPT menggunakan persamaan berikut ini :

$$Q_s = f_{av} \cdot A_s \quad (3.7.4)$$

$$\text{dengan : } f_{av} = 2 \cdot \bar{N}_s \quad (3.7.5)$$

Jika data yang diperoleh hasil penetrasi kerucut (*CPT = Cone Penetration Test*) digunakan rumus:

$$Q_p = A_p \cdot q_c \text{ (satuan dari } q_c) \quad (3.7.6)$$

Dengan  $q_c$  merupakan nilai rata-rata statistik dari tahanan titik kerucut seperti dalam daerah  $\bar{N}$  dari persamaan (3.7.2).

Kapasitas daya dukung selimut tiang tiang dihitung menggunakan persamaan :

$$Q_s = A_s \cdot JHP \quad (3.7.7)$$

### 3.7.2 Kapasitas Tahanan Selimut Tiang

Untuk menghitung kapasitas tahanan kulit, ada beberapa metode yang dapat digunakan.

#### 1. Metode $\lambda$

Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah:

$$Q_s = A_s \cdot \alpha \cdot C_u \quad (3.7.8)$$

dengan:  $\alpha$  = koefisien dari tabel 3.9

$C_u$  = kohesi tanah.

$A_s$  = luas permukaan efektif.

#### 2. Metode $\alpha$

Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah:

$$A_i = \frac{1}{2} \cdot h_i \cdot \sigma_{vi} \quad (3.7.9)$$

$$\text{dengan: } \sigma_{vi} = h_i \cdot \gamma_{bi} \quad (3.7.10)$$

dengan:  $A_i$  = luas diagram tegangan efektif vertikal ke-i

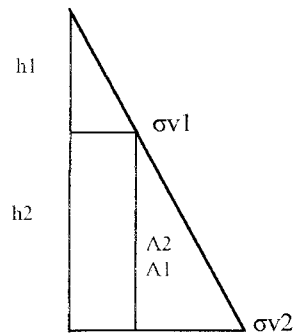
$h_i$  = kedalaman tanah ke-i

$\sigma_{vi}$  = tegangan efektif lapisan tanah ke-i

$\gamma_{bi}$  = berat basah volume tanah ke-i

Untuk mencari tegangan efektif tanah dapat dilihat dalam Gambar 3.16





**Gambar 3.16 Tegangan Efektif Tanah**

sedangkan 
$$\bar{\sigma} = \frac{\sum A_i}{L} \quad (3.7.11)$$

$$\bar{c}_u = \frac{\sum (c_{ui} \cdot h_i)}{L} \quad (3.7.12)$$

Selanjutnya dicari tahanan selimut dengan persamaan :

$$Q_s = A_s \cdot L \cdot f_s \quad (3.7.13)$$

$$\text{dengan: } f_s = \lambda \cdot (\bar{\sigma} + (2 \cdot \bar{c}_u)) \quad (3.7.14)$$

$L$  = panjang tiang pancang.

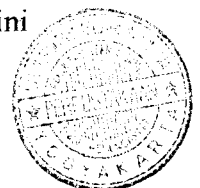
$f_s$  = tahanan kulit.

$\bar{\sigma}$  = tegangan efektif tanah

$c_u$  = kohesi tanah

$\lambda$  = koefisien  $\lambda$

Untuk faktor adhesi dan kondisi tanah dapat dilihat dalam Tabel 3.2 berikut ini



Tabel 3.2 Faktor Adesi

Kondisi tanah	Faktor adesi, $\alpha$
Pasir atau kerikil berpasir yang terletak diatas tanah kohesif	1,25
Lempung lembek atas lumpur yang terletak diatas tanah kohesif mulai dari yang keras sampai dengan sangat keras	0,40
Tanah-tanah kohesif dari yang keras sampai dengan sangat keras	0,40

### 3. Metode $\beta$

Rumus yang digunakan dalam metode ini yaitu :

$$Q_s = p \sum f_i \cdot L_i \quad (3.7.15)$$

$$f_i = (1 - \sin \phi) \tan \phi \cdot \sum v_i \quad (3.7.16)$$

dengan :  $p$  = keliling tiang pancang

$\sigma v_i$  = tekanan efektif vertikal tanah

$L_i$  = tebal lapisan tanah

$f_i$  = tegangan efektif lapisan tanah

Untuk memperoleh daya dukung ultimit tiang pancang tunggal digunakan rumus:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.7.17)$$

dengan:  $Q_p$  = tahanan ujung tiang

$Q_s$  = tahanan selimut tiang

Sedangkan daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) adalah:

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.7.18)$$

Besar nilai angka keamanan (*SF* -- *Safety Factor*) berkisar dari 1,5 sampai 4.

### 3.7.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Kemungkinan struktur pondasi terdiri dari sebuah tiang pancang tunggal sangat jarang, umumnya paling sedikit dua atau tiga tiang pancang di bawah elemen pondasi atau kaki pondasi karena masalah penjajaran atau eksentrisitas yang kurang baik. Bila beberapa tiang pancang dikelompokkan, diperkirakan bahwa tekanan-tekanan tanah (baik gesekan maupun ujung) yang terjadi didalam tanah sebagai hambatan akan saling *overlap* (tumpang tindih). Jarak antara tiang pancang yang besar seringkali tidak praktis karena sungkup tiang pancang (*pile cap*) di cor di atas kelompok tiang pancang (*pile group*) sebagai dasar kolom dan untuk menyebarkan beban pada beberapa tiang pancang dalam kelompok tersebut.

Jarak minimum antar tiang pancang yang disarankan oleh beberapa peraturan bangunan dalam Tabel 3.3 berikut ini.

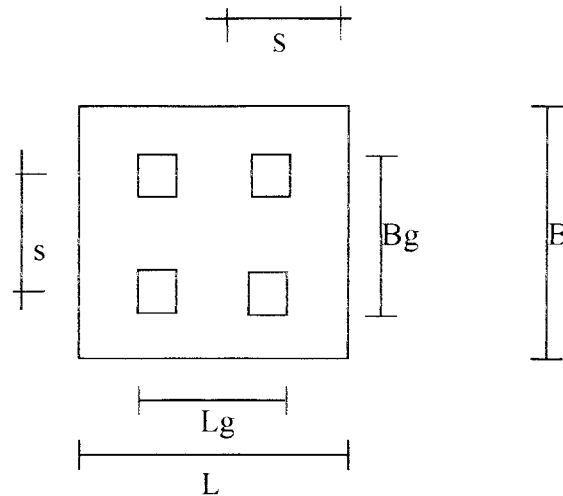
**Tabel 3.3 Jarak Antara Tiang Pancang**

<b>Tipe tiang pancang</b>	<b>BOCA, 1984</b>	<b>NBC, 1976</b>	<b>Chicago,1987</b>
Gesekan	$2D$ atau $1,75 H \geq 30$ in	$2D$ atau $1,75 H \geq 30$ in	$D$ atau $1,75 H \geq 30$ in
Dukungan ujung	$2D$ atau $1,75 H \geq 24$ in	$2D$ atau $1,75 H \geq 24$ in	

dengan :  $D$  = diameter tiang pancang

$H$  = diagonal empat persegi panjang atau tiang pancang  $H$ .

Untuk beban vertikal, jarak antara ( $s$ ) yang optimal berkisar antara  $2,5D$  sampai  $3,5D$ . Untuk gambar susunan kelompok tiang pancang dapat dilihat dalam Gambar 3.17 dibawah ini.



**Gambar 3.17 Susunan Kelompok Tiang Pancang**

$$Bg = Lg = (m-1).s + 2 \cdot \frac{D}{2} \quad (3.7.19)$$

$$B = L = Bg + 2 \cdot (\text{jarak tepi tiang ke tepi poer}) \quad (3.7.20)$$

dengan :  $Bg = Lg =$  panjang dari titik terluar tiang ke titik terluar tiang yang lain.

$m =$  jumlah tiang pancang arah horisontal.

$n =$  jumlah tiang pancang arah vertikal.

$D =$  diameter tiang pancang.

Untuk mencari kapasitas dukung kelompok tiang digunakan 2 cara yaitu :

1. Kapasitas dukung individual tiang dengan rumus:

$$\sum Q_{ui} = m.n.(9.Ap.Cu + \sum \alpha.Ap.Cu.L) \quad (3.7.21)$$

2. Kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok

$$\sum Q_{ub} = Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2.(Lg+Bg).Cu.L \quad (3.7.22)$$

dengan:  $A_p$  = keliling tiang

$C_u$  = kohesi tanah.

$\alpha$  = koefisien dari tabel 3.2

$L$  = panjang tiang pancang

$N_c^*$  = faktor daya dukung yang telah disesuaikan

Hasil dari perhitungan kedua rumus diatas diambil nilai  $Q_u$  terkecil. Untuk memperoleh daya dukung bersih tiang maka:

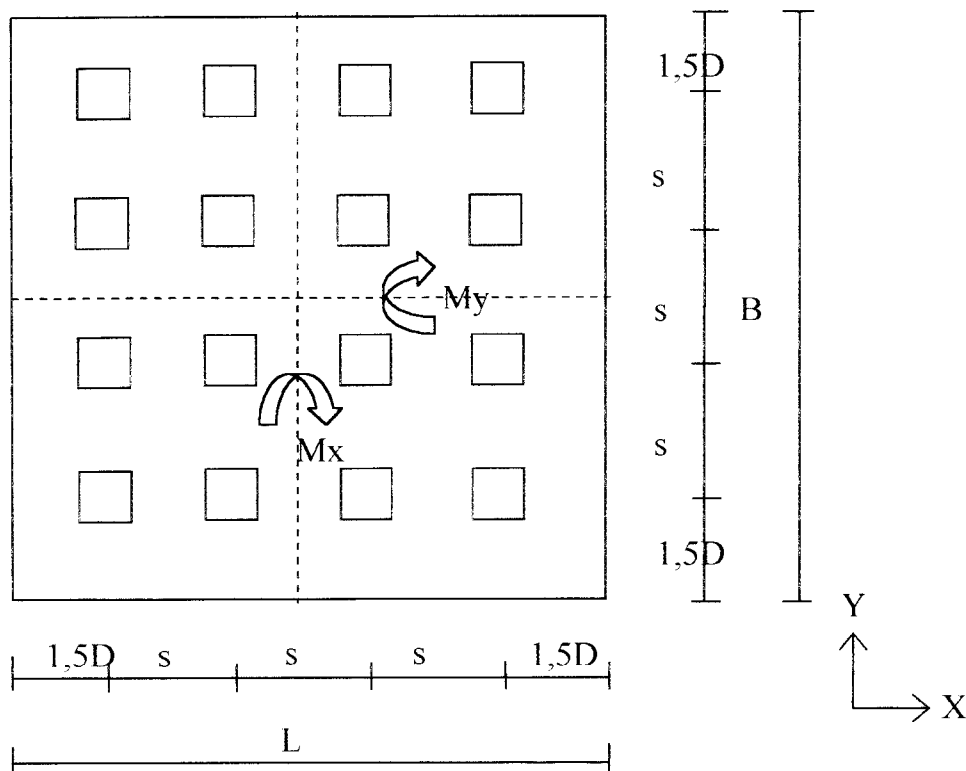
$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \text{ (ton)} \quad (3.7.23)$$

dengan :  $Q_u$  = kapasitas tahanan ultimit

$SF$  = faktor keamanan

#### 3.7.4 Perencanaan *Pile Cap*

Dalam perencanaan pondasi *pile cap* dipergunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang yang bekerja pada suatu kolom. Kolom yang dipakai dalam analisis ini adalah kolom dengan beban bekerja paling besar. Untuk gambar perencanaan *pile cap* dapat dilihat dalam Gambar 3.18 dibawah ini.



**Gambar 3.18 Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang.**

$$\Sigma X^2 = \Sigma(n \cdot X_i^2) \quad (3.7.24)$$

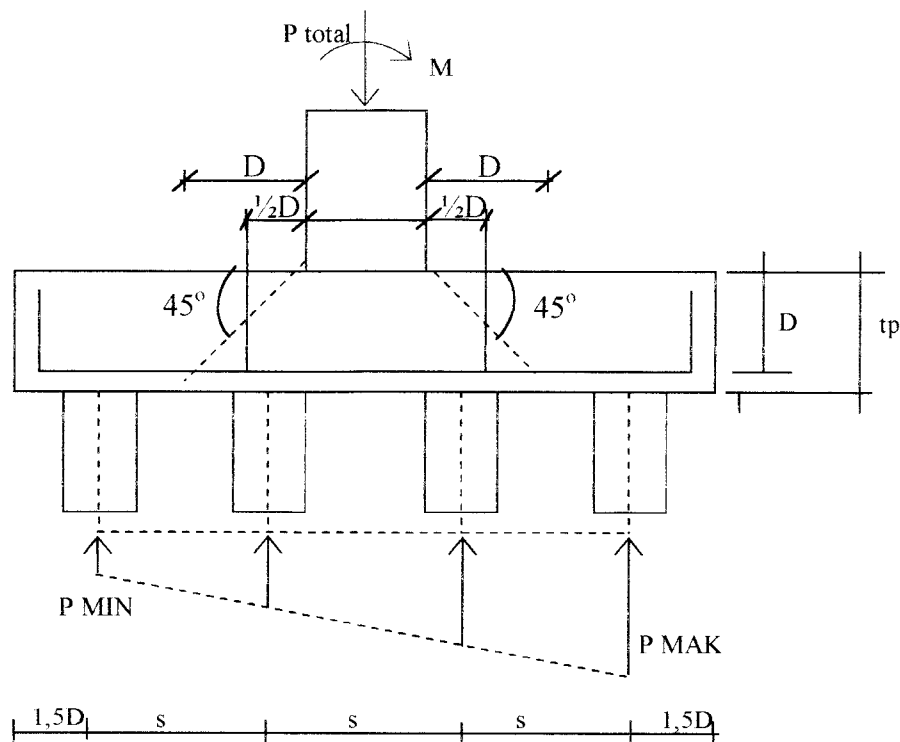
$$\Sigma Y^2 = \Sigma(n \cdot Y_i^2) \quad (3.7.25)$$

Beban yang bekerja pada satu tiang

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{u,kX}}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_{u,kY}}{\Sigma Y^2} \quad (3.7.26)$$

$$\Sigma P = P_{u,k} + P_{\text{pile Cap}} + \text{Tanah Urug} \quad (3.7.27)$$

Dengan demikian Gambar 3.19 menyajikan tentang reaksi tiang pancang akibat beban aksial dan momen.



**Gambar 3.19 Reaksi Tiang Pancang Akibat Beban Aksial dan Momen**

dengan :  $\sum P$  = beban vertikal yang ditahan oleh tiang pancang.

$M_{u,kx}$  = momen kolom arah x.

$M_{u,ky}$  = momen kolom arah y.

$\sum X^2$  = jarak pusat tiang kepusat poer arah X.

$\sum Y^2$  = jarak pusat tiang kepusat poer arah Y.

Perencanaan tebal *Pile Cap*

$$D = tp + pb + \Phi \text{ tul} \quad (3.7.28)$$

dengan :  $tp$  = tebal *pile cap*,  $pb$  = selimut beton poer

Kontrol Geser Satu Arah (geser lentur)

$$V_u = n \cdot P_{max} \quad (3.7.29)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot D \quad (3.7.30)$$

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.7.31)$$

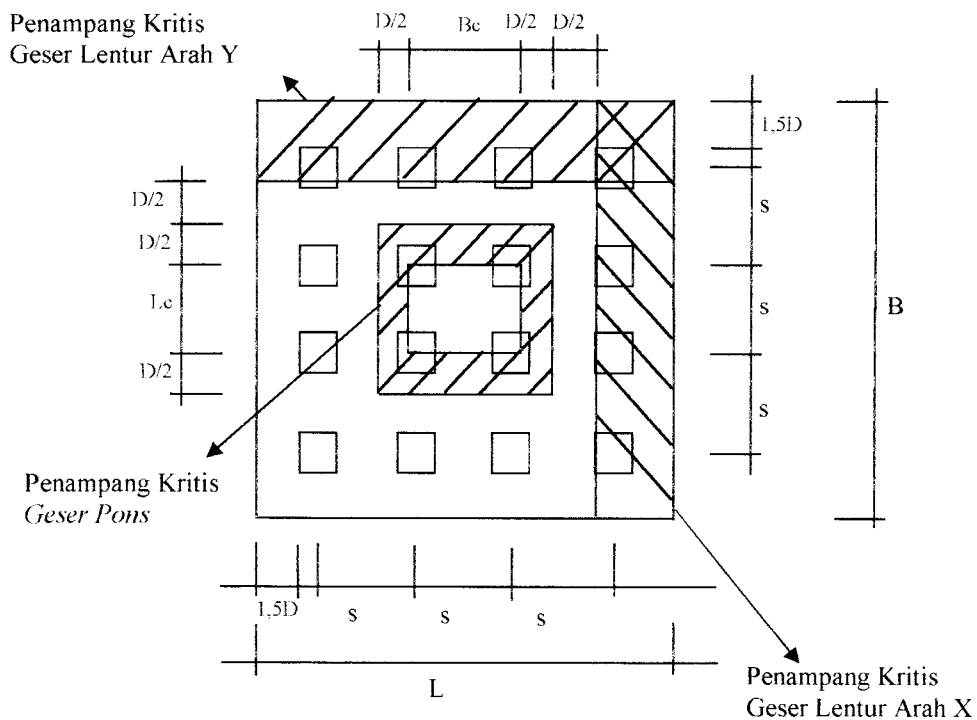
dengan :  $V_u$  = gaya geser ultimit.

$V_c$  = gaya geser yang disumbangkan oleh beton.

$P_{max}$  = gaya maksimum dari tiang pancang.

$n$  = jumlah tiang pancang.

Berikut ini dapat dilihat dalam Gambar 3.20 tentang penampang geser pada *poer*.

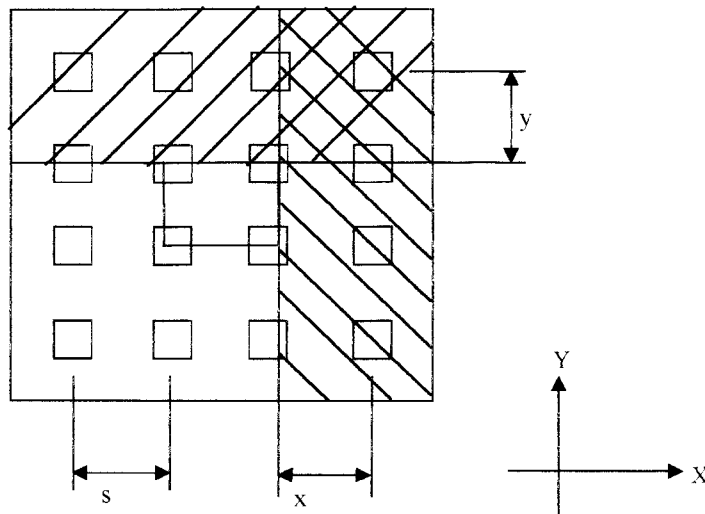


**Gambar 3.20 Penampang Kritis *Pile cap* Akibat Geser**



### Kontrol Geser Dua Arah ( Geser *Pons*)

Geser *pons* akibat beban kolom tidak terjadi dikarenakan garis geser terletak diluar *poer*. Penulangan lentur *Pile Cap* dapat dilihat dalam Gambar 3.21 dibawah ini.



**Gambar 3.21 Penampang Kritis *Pile Cap* Akibat Momen**

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan geser dua arah adalah:

$$V_{ui} = \Sigma(n.P) \quad (3.7.32)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o D \leq 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} b_o D \quad (3.7.33)$$

$$\beta_o = \frac{h_c}{b_c} \quad (3.7.34)$$

$$b_o = 2((h_c + D) + (b_c + D)) \quad (3.7.35)$$

dengan :  $V_{ui}$  = gaya geser pada sumbu yang ditinjau

$V_c$  = gaya geser beton

$\beta_o$  = rasio sisi panjang dengan sisi pendek kolom

Tinjauan terhadap momen lentur dapat menggunakan rumus berikut ini :

$$M_{u,x} = P_{\max} \cdot x \quad (3.7.36)$$

$$d = tp - (pb + 0,5 \cdot \sigma_{tul}) \quad (3.7.37)$$

dengan :  $M_{u,x}$  = momen ultimit arah x.

$P_{\max}$  = gaya maksimum tiang pancang.

x = jarak dari pusat tiang ke pusat *poer*.

Sedangkan perencanaan penulangannya adalah sebagai berikut :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.7.38)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \beta \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.7.39)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (3.7.40)$$

$$R_n = \frac{Mu/\phi}{b \cdot d^2} \quad (3.7.41)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.7.42)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) \quad (3.7.43)$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.7.44)$$

jarak antar tulangan :

$$s \leq \frac{A_{\phi \cdot tul} \cdot b}{A_{s_{\text{perlu}}}} \quad (3.7.45)$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = \frac{A_{\phi \cdot tul} \cdot b}{s} \quad (3.7.46)$$

cek kapasitas lentur:

$$a = \frac{A_{s\text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.7.47)$$

$$M_n = A_{s\text{ ada}} \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.7.48)$$

Dimana  $\phi M_n$  harus lebih besar dari  $M_u$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.7.49)$$

## **BAB IV**

### **METODE PENELITIAN**

Metode penelitian adalah suatu rangkaian pelaksanaan penelitian dalam rangka mencari jawaban atas suatu permasalahan yang diuraikan menurut suatu tahapan yang sistematis.

#### **4.1 Lokasi Penelitian**

Lokasi objek penelitian direncanakan berada pada daerah gempa II yang terletak pada tanah keras.

#### **4.2 Waktu Penelitian**

Penelitian numeris ini mulai dilaksanakan pada bulan Mei 2003 sampai dengan November 2003.

#### **4.3 Pengumpulan Data**

Data-data yang diperlukan dalam tugas akhir ini meliputi data struktur dan data beban gempa. Data struktur diperoleh dari pemodelan suatu struktur portal baja tahan gempa dengan penambahan pengaku (*bracing*) yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus, sedangkan beban gempa dihitung berdasarkan metode pendekatan statik ekuivalen.

#### 4.4 Model Struktur

Model struktur yang digunakan adalah struktur portal baja bertingkat banyak dengan variasi antara lain,

1). Variasi tingkat

Terdapat tiga jenis variasi, yaitu :

- a) Portal baja 9 lantai dengan pengaku tipe X.
- b) Portal baja 15 lantai dengan pengaku tipe X.
- c) Portal baja 21 lantai dengan pengaku tipe X.

2). Variasi bentuk pemasangan pengaku

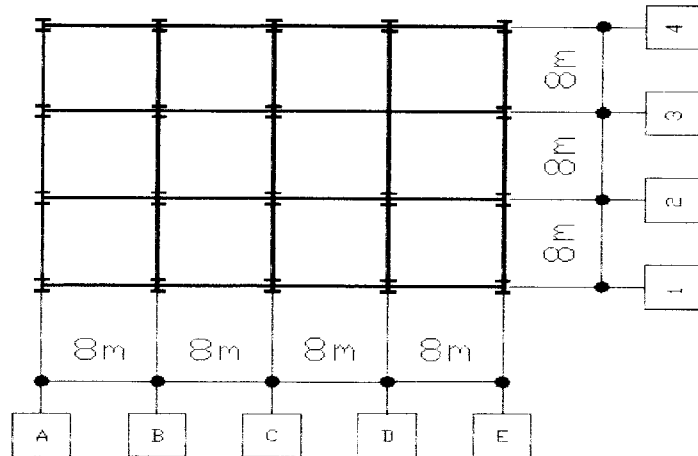
- a) Portal baja terbuka (*open frame*).
- b) Portal baja dengan pengaku *local braced*.
- c) Portal baja dengan pengaku *global braced*.

3). Model variasi struktur

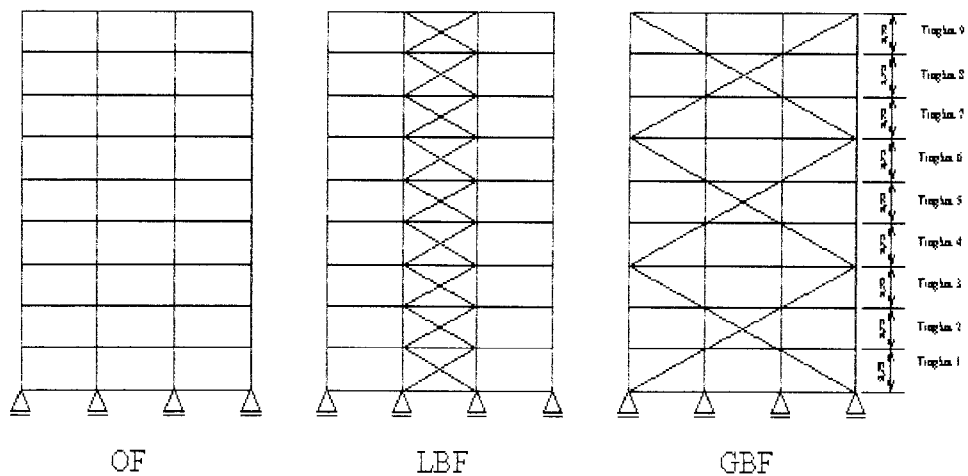
Model variasi struktur dapat dilihat pada lampiran berikut ini :

- 1.) Struktur portal baja 9 lantai – 3 bentang, *open frame, local braced frame, global braced frame*. (Lampiran 1)
- 2.) Struktur portal baja 9 lantai – 4 bentang, *open frame, global braced frame tipe 1, global braced frame tipe 2*. (Lampiran 2)
- 3.) Struktur portal baja 15 lantai – 3 bentang, *open frame, local braced frame, global braced frame*. (Lampiran 3)
- 4.) Struktur portal baja 15 lantai – 4 bentang, *open frame, global braced frame tipe 1, global braced frame tipe 2*. (Lampiran 4)

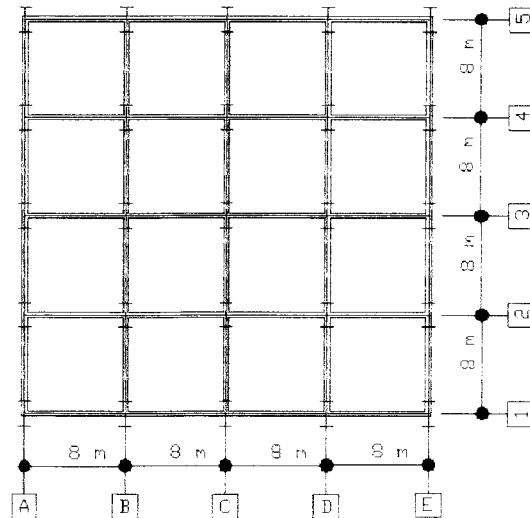
- 5.) Struktur portal baja 21 lantai – 3 bentang, *open frame, local braced frame, global braced frame*. (Lampiran 5)
- 6.) Struktur portal baja 21 lantai – 4 bentang, *open frame, global braced frame tipe 1, global braced frame tipe 2*. (Lampiran 6)



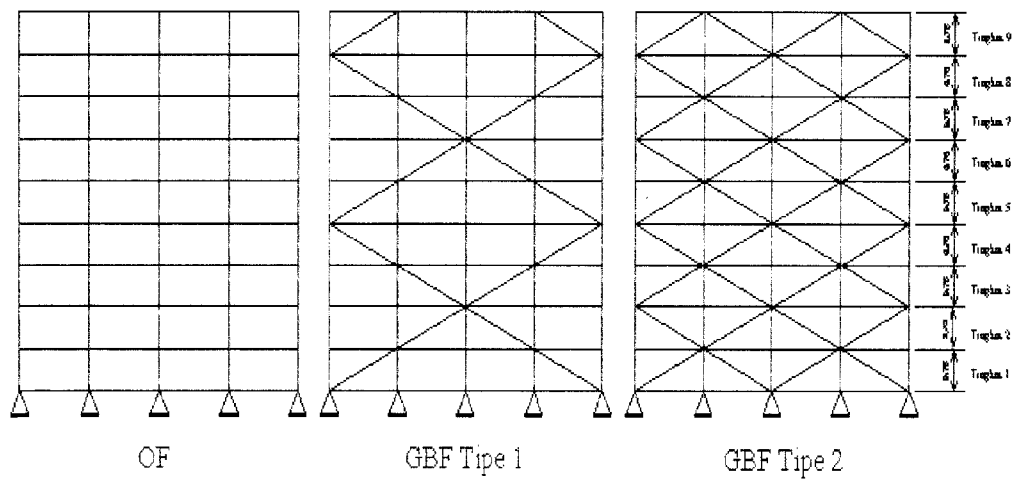
**Gambar 4.1 Denah Struktur Portal 3 Bentang**



**Gambar 4.2 Potongan E Struktur Portal 3 Bentang *Open Frame, Local Braced Frame dan Global Braced Frame***



**Gambar 4.3 Denah Struktur Portal 4 Bentang**



**Gambar 4.4 Potongan E Struktur Portal 4 Bentang *Open Frame, Global Braced Frame Tipe 1 dan Global Braced Frame Tipe 2***

#### 4.5 Bahan dan Pembebanan

1. Mutu baja yang dipakai adalah A36 dengan tegangan leleh  $F_y = 36$  ksi dan modulus elastis ( $E_c$ ) = 29.000 ksi.

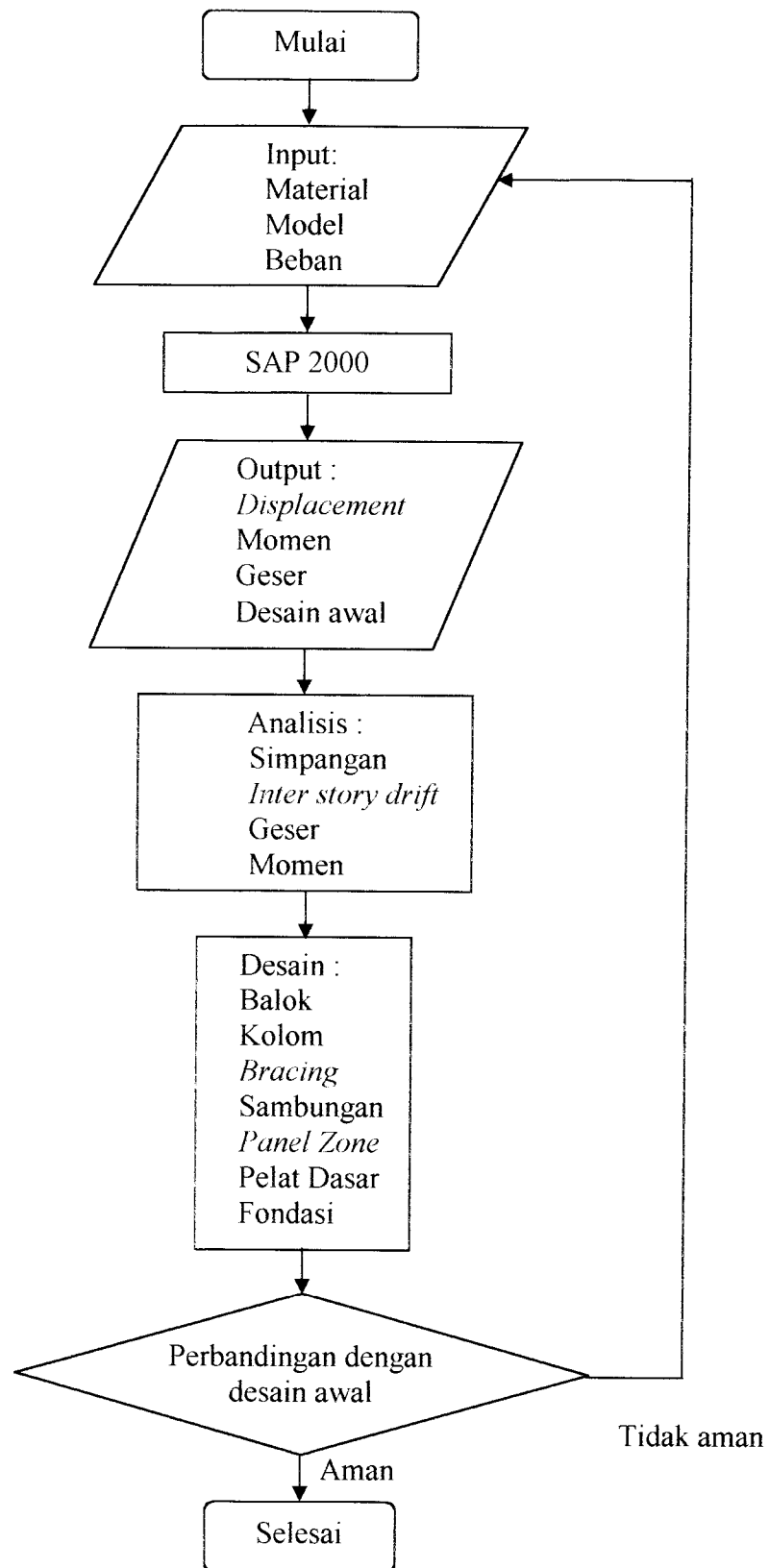
2. Mutu beton yang dipakai  $f_c' = 25$  Mpa dan modulus elastis  $E_c = 4700\sqrt{f_c'}$ .
3. Fungsi bangunan untuk gedung perkantoran.
4. Pembebanan struktur menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987.
5. Beban gempa menggunakan beban horisontal metode statik ekuivalen yang mengacu pada SNI-1726-2002.

#### 4.6 Tahapan Analisis

Analisis memiliki tahap-tahap sebagai berikut :

- 1) Menghitung beban yang bekerja pada struktur baik beban mati, beban hidup maupun beban gempa. Beban mati dan beban hidup dihitung dengan *envelope method* sedangkan beban gempa menggunakan metode statik ekuivalen.
- 2) Memasukkan beban-beban tersebut kedalam SAP2000 setelah sebelumnya dibuat model yang sesuai dengan dimensi dan spesifikasi material yang telah ditentukan
- 3) Menjalankan program dan memilih jenis *output* yang digunakan dalam analisis.
- 4) Mengolah hasil analisis program seperti membandingkan hasil respon struktur, baik pada struktur *open frame*, *local braced frame*, GBF tipe 1 dan GBF tipe 2.
- 5) Mendesain elemen struktur dengan metode AISC–LRFD93 yang pengambilan beban rencananya menggunakan metode daktail.
- 6) Menarik kesimpulan dari hasil analisis dan desain.





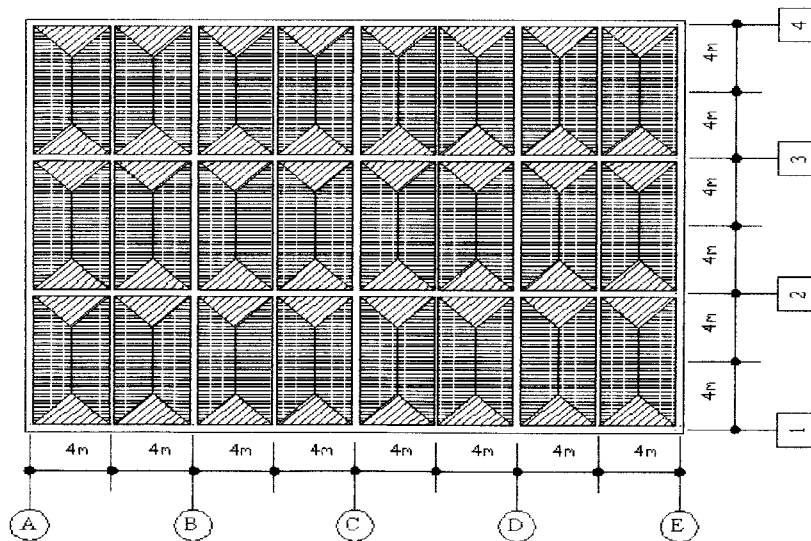
**Gambar 4.5 Flow Chart Tahapan Analisis dan Desain**

## BAB V

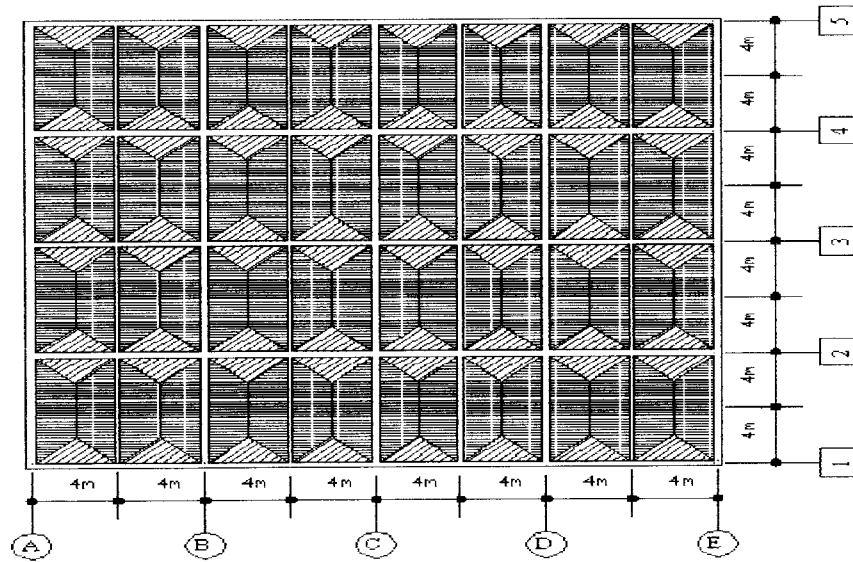
### ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR PORTAL BAJA

#### 5.1 Perhitungan Pembebanan

Pembebanan merupakan tahap paling awal dari perhitungan suatu struktur. Data-data dari perhitungan pembebanan tersebut kemudian ditransfer diatas balok portal untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang dipergunakan untuk menentukan dimensi profil struktur portal baja tersebut. Perhitungan pembebanan didasarkan pada kondisi penempatan dan metode pembebanan pada dua variasi lebar bentang struktur portal baja seperti gambar 5.1 dan gambar 5.2.



Gambar 5.1 Distribusi Beban Pada Pelat Struktur Portal 3 Bentang



**Gambar 5.2 Distribusi Beban Pada Pelat Struktur Portal 4 Bentang**

### 5.1.1 Perkiraan Tebal Pelat Minimum (h) :

$$h_{\min} = \frac{Lx \left( 0,8 + \frac{F_y}{1500} \right)}{36 + 9 \cdot \beta} \geq h_{\text{pakai}} \quad , F_y = 248,211 \text{ MPa}$$

$$= \frac{4 \left( 0,8 + \frac{248,211}{1500} \right)}{36 + 9 \cdot 0,85} = 0,088 \text{ m}$$

= 8,8474 cm, dipakai pelat lantai dengan tebal 12 cm.

### 5.1.2 Penentuan Profil Awal Perencanaan Portal

Perkiraan ukuran balok portal arah X  $\longrightarrow d = \frac{1}{12}L = \frac{1}{12} \cdot 8 = 0,6667 \text{ m}$   
 $= 26,35177 \text{ in}$

Pakai W27x84 (d = 26,71 in ; bf = 9,960 in)

Berat = 84 lb/ft = 125,118 kg/m

Perkiraan ukuran balok anak  $\longrightarrow d = \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \cdot 8 = 0,533 \text{ m} = 20,984 \text{ in}$

Pakai W 21x57 (d = 21,06 in ; bf = 6,550 in)

Berat = 57 lb/ft = 84,901 kg/m

Perkiraan ukuran kolom W27x235 (d = 28,66 in ; bf = 14,19 in)  
 Berat = 235 lb/ft = 350,033 kg/m

### 5.1.3 Perhitungan Kekakuan Tingkat

#### a.) Perhitungan kekakuan tingkat struktur *open frame*

Profil kolom yang digunakan tipikal W 27x235

$$I_x = 9660 \text{ in}^4 = 402709 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 768 \text{ in}^4$$

$$E = 29000 \text{ MPa} = 2038901,9 \text{ kg/cm}^2$$

Kolom lantai dasar / tingkat ke-1 :

$$k = \frac{12.EI}{h^3} = \frac{12.2038901,9.402709}{375^3} = 186550,2203 \text{ kg/cm}$$

Kekakuan tingkat tipikal = 4.186550,2203

$$= 746200,8814 \text{ kg/cm}$$

#### b.) Perhitungan kekakuan tingkat struktur *braced frame*

Profil kolom yang digunakan tipikal W 27x235

$$I_x = 9660 \text{ in}^4 = 402709 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 768 \text{ in}^4$$

$$E = 29000 \text{ Mpa} = 2038901,9 \text{ kg/cm}^2$$

Profil *bracing* yang digunakan W 10x49

$$I_x = 272 \text{ in}^4 = 11321,495 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 93,4 \text{ in}^4$$

$$A = 14,4 \text{ in}^2 = 92,903 \text{ cm}^2$$

Kolom lantai dasar / tingkat ke-1 :

$$k = 186550,2203 \text{ kg/cm}$$

*Bracing* lantai dasar / tingkat ke-1 :

$$k = \frac{AE}{L} \cos^2(\alpha) = \frac{92,903.2038901,9}{883,530} \cos^2(25,118) = 175759,938 \text{ kg/cm}$$

$$\begin{aligned} \text{kekakuan tingkat tipikal} &= 4. 186550,2203 + 175759,938 \\ &= 921960,820 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

#### 5.1.4 Pembebanan Pada Struktur

Portal yang ditinjau dalam analisis dan desain adalah portal melintang E dengan rincian perhitungan pembebanan total seluruh struktur sebagai berikut :

##### 1. Pembebanan pada balok atap

Beban yang bekerja pada balok atap adalah sebagai berikut :

##### a.) Beban mati

1) berat pelat	= 0,12 x 2400	= 288 kg/m <sup>2</sup>
2) berat plafon		= 18 kg/m <sup>2</sup>
<b>Beban mati atap total</b>		<b>= 306 kg/m<sup>2</sup></b>

##### b.) Beban hidup

untuk peninjauan gempa, beban hidup dikalikan dengan koefisien reduksi sebesar 0,3 (PPI 1983)

<b>Beban hidup atap total</b>	= 0,3 x 100	= 30 kg/m <sup>2</sup>
-------------------------------	-------------	------------------------

##### 2. Pembebanan pada balok lantai

Beban yang bekerja pada balok lantai adalah sebagai berikut :

##### a.) Beban mati

1.) berat pelat	= 0,12 x 2400	= 288 kg/m <sup>2</sup>
2.) berat plafon		= 18 kg/m <sup>2</sup>
3.) berat tegel	= 0,03 x 2400	= 72 kg/m <sup>2</sup>

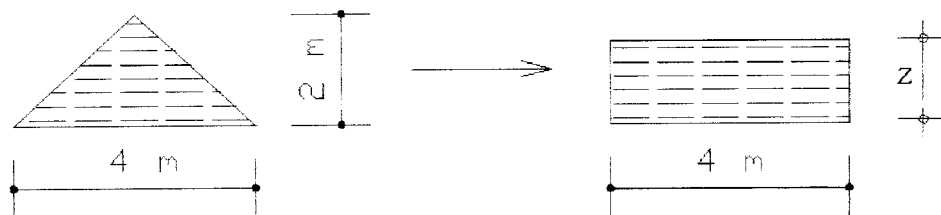
4.) berat pasir	$= 0,05 \times 1600$	$= 80 \text{ kg/m}^2$
5.) berat spesi	$= 0,02 \times 2100$	$= 42 \text{ kg/m}^2$
<b>Beban mati lantai total</b>		$= 500 \text{ kg/m}^2$
1.) berat dinding	$= 250 \times 3,75$	$= 937,5 \text{ kg/m}$

b.) Beban hidup

Untuk peninjauan gempa, beban hidup dikalikan dengan koefisien reduksi sebesar 0,3 (PPI 1983)

<b>Beban hidup lantai total</b>	$= 0,3 \times 250$	$= 75 \text{ kg/m}^2$
---------------------------------	--------------------	-----------------------

Beban ekuivalen dihitung dengan asumsi ekuivalen momen.



$$Z = (1/3) \cdot 4 = 1,333 \text{ m}$$

**Beban Ekuivalen**

**5.1.5 Pembebanan Portal E**

Pada portal E, perhitungan pembebanannya adalah sebagai berikut :

**a.) Beban Merata (Q)**

1. Balok atap

a.) beban mati	$= 306 \times 1,333$	$= 407,898 \text{ kg/m}$
b.) beban hidup	$= 30 \times 1,333$	$= 39,991 \text{ kg/m}$

## 2. Balok lantai

$$\text{a.) beban mati} = 500 \times 1,333 + 937,5 = 1604 \text{ kg/m}$$

$$\text{b.) beban hidup} = 75 \times 1,333 = 99,975 \text{ kg/m}$$

**b.) Beban titik (P)**

## 1. Balok atap

$$\text{a.) beban mati} = 306 \cdot \left[ \left( \frac{8+0,5}{2} \right) \cdot 2 \right] + 84,901 \cdot (8/2) = 2940,604 \text{ kg}$$

$$\text{b.) beban hidup} = 30 \cdot \left[ \left( \frac{8+0,5}{2} \right) \cdot 2 \right] = 255 \text{ kg}$$

## 2. Balok lantai

$$\text{a.) beban mati} = 500 \cdot \left[ \left( \frac{8+0,5}{2} \right) \cdot 2 \right] + 84,901 \cdot (8/2) = 4589,604 \text{ kg}$$

$$\text{b.) beban hidup} = 75 \cdot \left[ \left( \frac{8+0,5}{2} \right) \cdot 2 \right] = 637,5 \text{ kg}$$

**Tabel 5.1 Penentuan Profil Rencana**

Lantai	Profil Balok	Berat (kg/m)	Profil Kolom	Berat (kg/m)	Profil Bracing	Berat (kg/m)
1	2	3	4	5	6	7
21	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
20	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
19	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
18	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
17	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
16	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
15	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
14	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920

**Tabel 5.1 Lanjutan**

1	2	3	4	5	6	7
13	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
12	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
11	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
10	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
9	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
8	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
7	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
6	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
5	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
4	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
3	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
2	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920
1	W27X84	125,118	W27x235	350,033	W10X49	72,920

## 5.2 Perhitungan Beban Gempa

Perencanaan beban gempa dihitung berdasarkan pada peraturan gempa dari SKSNI – 1726 – 2002 dengan urutan perhitungan sebagai berikut :

### 5.2.1 Berat Total Struktur (Wt)

Berat total struktur diperoleh dari akumulasi perhitungan berat total elemen setiap lantai.

#### 1. Berat atap

##### a. Beban mati

$$\text{a. Pelat atap} = 306 \cdot (32.24) = 235008 \text{ kg}$$

$$\text{b. Balok induk} = 125,118 \cdot (32.4 + 24.5) = 31029,291 \text{ kg}$$



c. Balok anak	= 84,901. (24.4)	= 8150,496 kg
c. Kolom	= ½. 350,033.3,75.20	= 13126,231 kg
b. Beban hidup	= 30. (32.24)	= 23040 kg
Berat atap total		<hr/> =310354,018 kg

## 2. Berat lantai

### a. Beban mati

a. Pelat lantai	= 500. (32.24)	= 384000 kg
a. Balok induk	= 125,118.(32.4 + 24.5)	= 31029,291 kg
b. Balok anak	= 84,901.(24.4)	= 8150,496 kg
c. Kolom	= 350,033.3,75.20	= 26252,475 kg
d. Berat dinding	= 937,5 4.(32.4 + 24.5)	= 232500 kg
b. Beban hidup	= 75. (32.24)	= 57600 kg
Berat lantai total		<hr/> = 739532,262 kg

Untuk Struktur berpengaku, maka berat pengaku itu sendiri harus dimasukkan ke dalam berat total setiap lantai struktur.

Panjang *Bracing* untuk tiap lantai (a) :

$$a = \sqrt{3.75^2 + 8^2}$$

$$= 8,8353 \text{ m}$$

Berat satu *Bracing* untuk tiap lantai :

$$W_{\text{Bracing}} = 72,920 \cdot 8,8353 = 644,270 \text{ kg}$$

Sehingga berat total struktur, untuk struktur *open frame*, *local braced frame* maupun *global braced frame* dapat dilihat pada tabel 5.2 berikut ini :

**Tabel 5.2 Berat Total Struktur**

<b>Portal Terbuka</b>		<b>Local Braced Frame</b>		<b>Global Braced Frame</b>	
Lantai	Berat (kg)	Lantai	Berat (kg)	Lantai	Berat (kg)
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
21	310354,018	21	310998,288	21	310998,288
20	739532,262	20	740820,802	20	740820,802
19	739532,262	19	740820,802	19	740820,802
18	739532,262	18	740820,802	18	740820,802
17	739532,262	17	740820,802	17	740820,802
16	739532,262	16	740820,802	16	740820,802
15	739532,262	15	740820,802	15	740820,802
14	739532,262	14	740820,802	14	740820,802
13	739532,262	13	740820,802	13	740820,802
12	739532,262	12	740820,802	12	740820,802
11	739532,262	11	740820,802	11	740820,802
10	739532,262	10	740820,802	10	740820,802
9	739532,262	9	740820,802	9	740820,802
8	739532,262	8	740820,802	8	740820,802
7	739532,262	7	740820,802	7	740820,802
6	739532,262	6	740820,802	6	740820,802
5	739532,262	5	740820,802	5	740820,802
4	739532,262	4	740820,802	4	740820,802
3	739532,262	3	740820,802	3	740820,802
2	739532,262	2	740820,802	2	740820,802
1	739532,262	1	740176,532	1	740176,532
<b>Total</b>	<b>15100999,26</b>	<b>Total</b>	<b>15126770,060</b>	<b>Total</b>	<b>15126770,060</b>

### 5.2.2 Waktu Getar Struktur (T)

Untuk struktur tanpa pengaku :

$$T = 0,085.H^{0,75} \quad (3.2-2)$$

$$= 0,085.78,75^{0,75} = 2,2470 \text{ detik}$$

Untuk struktur berpengaku :

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{Lx}} \sqrt{\frac{H}{Lx + H}} \quad (3.2-3)$$

$$= 0,08 \times \frac{78,75}{\sqrt{24}} \sqrt{\frac{78,75}{24+78,75}} = 1,1258 \text{ detik}$$

$$T = 0,049 \times H^{0,75} \quad (3.2-4)$$

$$= 0,049 \times 78,75^{0,75} = 1,2953 \text{ detik}$$

$$T = \frac{hn}{20\sqrt{D}} \quad (3.2-5)$$

$$= \frac{78,75}{20\sqrt{24}} = 0,8037 \text{ detik}$$

$$T = 0,85 \sqrt{\frac{1}{1+\frac{L}{h}}} \times 0,1 \times \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (3.2-6)$$

$$= 0,85 \sqrt{\frac{1}{1+\frac{24}{78,75}}} \times 0,1 \times \frac{78,75}{\sqrt{24}} = 1,1962 \text{ detik}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh nilai T antara 0,8037 detik sampai dengan 1,2953 detik, diambil nilai T = 1,2953 detik (Israel).

### 5.2.3 Faktor Respons Gempa ( C )

Faktor respons gempa C dapat diperoleh dari grafik gambar 3.2 atau dari SKSNI-1726-2002. Untuk struktur tanpa pengaku nilai T = 2,2470 detik pada

wilayah gempa 2 dan jenis tanah keras diperoleh nilai  $C = 0,067$ . sedangkan untuk struktur dengan pengaku nilai  $T = 1,2953$  detik diperoleh nilai  $C = 0,116$ .

#### 5.2.4 Gaya Horizontal Akibat Gempa ( $F_i$ )

Gaya horizontal dasar akibat gempa dapat dihitung dari persamaan gaya geser dasar. Nilai faktor keutamaan gedung I dan nilai faktor respons gempa R dapat dilihat pada SKSNI-1726-2002 dengan jenis struktur-struktur lainnya didapat nilai  $I = 1,0$ . untuk portal daktail struktur baja diperoleh nilai  $R = 6,5$ .

Untuk struktur tanpa pengaku :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.2-1)$$

$$= \frac{0,067 \times 1,0}{6,5} \times 15100999,26 = 155088,829 \text{ kg}$$

Untuk struktur dengan pengaku :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.2-2)$$

$$= \frac{0,116 \times 1,0}{6,5} \times 15126770,060 = 269496,880 \text{ kg}$$

Evaluasi rasio tinggi antar tinggi bangunan dengan lebar bangunan

$$H/B = 78,75/24 = 3,281 > 3$$

Karena  $H/B > 3$ , maka gaya geser horizontal akibat beban gempa untuk masing-masing lantai dihitung dengan persamaan :

$$F_i = 0,1.V + \frac{W_n \times h_n}{\sum W_n \times h_n} \times 0,9.V \quad (3.2-8)$$

Untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9 \cdot V \quad (3.2-9)$$

Nilai  $F_i$ /lantai merupakan nilai gaya horizontal untuk seluruh luasan total gedung. Gaya horizontal pada portal didapat dari jumlah portal dikurangi 1 atau  $(n - 1)$  portal sehingga didapatkan  $F_i$  portal =  $\frac{1}{4} (F_i/\text{Lantai})$

**Tabel 5.3 Distribusi Gaya Horizontal Pada Struktur Tanpa Pengaku**

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi/Lantai (kg)	Fi Portal (kg)
1	2	3	4	5	6
21	78.75	310354.018	24440378.918	21130.608	5282.652
20	75.00	739532.262	55464919.650	12757.926	3189.481
19	71.25	739532.262	52691673.668	12120.029	3030.007
18	67.50	739532.262	49918427.685	11482.133	2870.533
17	63.75	739532.262	47145181.703	10844.237	2711.059
16	60.00	739532.262	44371935.720	10206.341	2551.585
15	56.25	739532.262	41598689.738	9568.444	2392.111
14	52.50	739532.262	38825443.755	8930.548	2232.637
13	48.75	739532.262	36052197.773	8292.652	2073.163
12	45.00	739532.262	33278951.790	7654.755	1913.689
11	41.25	739532.262	30505705.808	7016.859	1754.215
10	37.50	739532.262	27732459.825	6378.963	1594.741
9	33.75	739532.262	24959213.843	5741.067	1435.267
8	30.00	739532.262	22185967.860	5103.170	1275.793
7	26.25	739532.262	19412721.878	4465.274	1116.319
6	22.50	739532.262	16639475.895	3827.378	956.844
5	18.75	739532.262	13866229.913	3189.481	797.370
4	15.00	739532.262	11092983.930	2551.585	637.896

**Tabel 5.3 Lanjutan**

1	2	3	4	5	6
3	11.25	739532.262	8319737.948	1913.689	478.422
2	7.50	739532.262	5546491.965	1275.793	318.948
1	3.75	739532.262	2773245.983	637.896	159.474
		15100999.258	606822035.243		

**Tabel 5.4 Distribusi Gaya Horizontal Pada Struktur Berpengaku**

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi/Lantai (kg)	Fi Portal (kg)
1	2	3	4	5	6
21	78.75	310998.288	24491115.180	36721.685	9180.421
20	75.00	740820.802	55561560.150	22169.158	5542.290
19	71.25	740820.802	52783482.143	21060.700	5265.175
18	67.50	740820.802	50005404.135	19952.242	4988.061
17	63.75	740820.802	47227326.128	18843.784	4710.946
16	60.00	740820.802	44449248.120	17735.326	4433.832
15	56.25	740820.802	41671170.113	16626.869	4156.717
14	52.50	740820.802	38893092.105	15518.411	3879.603
13	48.75	740820.802	36115014.098	14409.953	3602.488
12	45.00	740820.802	33336936.090	13301.495	3325.374
11	41.25	740820.802	30558858.083	12193.037	3048.259
10	37.50	740820.802	27780780.075	11084.579	2771.145
9	33.75	740820.802	25002702.068	9976.121	2494.030
8	30.00	740820.802	22224624.060	8867.663	2216.916
7	26.25	740820.802	19446546.053	7759.205	1939.801
6	22.50	740820.802	16668468.045	6650.747	1662.687
5	18.75	740820.802	13890390.038	5542.290	1385.572

**Tabel 5.4 Lanjutan**

1	2	3	4	5	6
4	15.00	740820.802	11112312.030	4433.832	1108.458
3	11.25	740820.802	8334234.023	3325.374	831.343
2	7.50	740820.802	5556156.015	2216.916	554.229
1	3.75	740176.532	2775661.995	1107.494	276.873
		15126770.058	607885080.743		

### 5.2.5 Kontrol Persamaan Rayleigh Terhadap Waktu Getar Alami Struktur

Hasil perhitungan evaluasi periode getar rayleigh untuk struktur tanpa pengaku maupun struktur tanpa pengaku dapat dilihat pada lampiran berikut :

Lampiran 7, Evaluasi Periode Getar Rayleigh Struktur Tanpa Pengaku

Lampiran 8, Evaluasi Periode Getar Rayleigh Struktur Berpengaku

Hitungan dari persamaan rayleigh pada tabel di atas kemudian dimasukkan ke dalam persamaan baik pada struktur tanpa pengaku maupun struktur berpengaku.

untuk struktur tanpa pengaku :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.2-10)$$

$$= 2.3,14 \sqrt{\frac{66268581,490}{980.379491,510}} = 2,651 \text{ detik}$$

untuk struktur berpengaku :

$$T' = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.2-10)$$

$$= 2.3,14 \sqrt{\frac{131313096,830}{980.927464,780}} = 2,387 \text{ detik}$$

Asumsi awal untuk periode getar struktur dari persamaan (3.2-2) didapatkan nilai  $T = 2,247$  detik untuk struktur tanpa pengaku, dan  $T = 1,295$  detik untuk struktur berpengaku.

Sehingga rasionya didapatkan sebesar :

$$\text{Rasio } T \text{ struktur tanpa pengaku} = 2,247 / 2,651 = 0,848 < 1,2$$

$$\text{Rasio } T \text{ struktur berpengaku} = 1,295 / 2,387 = 0,543 < 1,2$$

### **5.2.6 Perhitungan Gaya Gempa Menggunakan T Rayleigh**

Untuk struktur tanpa pengaku,  $C = 0,057$  ,  $V = 131457,139$  kg

Untuk struktur berpengaku,  $C = 0,063$  ,  $V = 146242,026$  kg

Hasil perhitungan gaya gempa dengan menggunakan  $T$  dari perhitungan rayleigh untuk struktur tanpa pengaku maupun struktur tanpa pengaku dapat dilihat pada lampiran berikut :

Lampiran 9, Perhitungan Gaya Gempa Dengan T Rayleigh Struktur Tanpa Pengaku

Lampiran 10, Perhitungan Gaya Gempa Dengan T Rayleigh Struktur Berpengaku

Perhitungan gaya gempa tersebut kemudian dikontrol dengan persamaan rayleigh, hasil perhitungan evaluasi periode getar rayleigh untuk struktur tanpa pengaku maupun struktur tanpa pengaku dapat dilihat pada lampiran berikut :

Lampiran 11, Evaluasi Periode Getar Rayleigh Struktur Tanpa Pengaku

Lampiran 12, Evaluasi Periode Getar Rayleigh Struktur Berpengaku

Hitungan dari persamaan rayleigh pada tabel di atas kemudian dimasukkan ke dalam persamaan baik pada struktur tanpa pengaku maupun struktur berpengaku. untuk struktur tanpa pengaku :



$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.2-10)$$

$$= 2.3,14 \sqrt{\frac{47611843,419}{980.272652,438}} = 2,651 \text{ detik}$$

untuk struktur berpengaku :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.2-10)$$

$$= 2.3,14 \sqrt{\frac{38667397,871}{980.273107,943}} = 2,387 \text{ detik}$$

Asumsi awal untuk periode getar struktur dari persamaan (3.2-2) didapatkan nilai  $T = 2,651$  detik untuk struktur tanpa pengaku, dan  $T = 2,387$  detik untuk struktur berpengaku.

Sehingga rasionya didapatkan sebesar :

$$\text{Rasio } T \text{ struktur tanpa pengaku} = 2,651 / 2,651 = 1$$

$$\text{Rasio } T \text{ struktur berpengaku} = 2,387 / 2,387 = 1$$

Dari hasil perhitungan diperoleh rasio perbandingan antara  $T$  asumsi awal dengan  $T$  dari perhitungan rayleigh = 1, sehingga perhitungan iterasi dihentikan setelah diperoleh nilai yang sama antara  $T$  awal dengan  $T$  rayleigh.

### 5.3 Perencanaan Elemen Struktur Baja Dengan Metode LRFD

Perencanaan seluruh elemen struktur baja pada penelitian ini menggunakan rumus-rumus yang diperoleh dari *AISC – LRFD Volume I dan II* serta *Structural Steel Design-Load and Resistance Factor Method* (rokach, Abraham J., 1991).

Untuk sambungan balok-kolom digunakan rumus desain yang diperoleh dari *Structural Steel Design LRFD Approach-second edition (smith, J.C. 1996)*

### 5.3.1 Perencanaan Lentur Balok

Pada perhitungan struktur, perencanaan balok didesain sebagai elemen yang akan menahan beban geser dan momen lentur. Besarnya nilai momen lentur balok yang akan dipakai diambil dari titik sendi plastis.

Letak sendi plastis dihitung dengan persamaan (3.6-1).

$$X = 0,5.dk + A + \frac{1}{3}.db \quad (3.6-1)$$

Pada lantai satu direncanakan kolom menggunakan profil W18x76 dengan tinggi profil (dk) sebesar 18,210 in dan balok W24x279 dengan tinggi profil balok sebesar (db) 26,73 in. diasumsikan panjang sambungan A sebesar 30 cm, sehingga panjang sendi plastis (x) dapat dihitung sebagai berikut :

$$X = 0,5.dk + A + \frac{1}{3}.db \quad (3.6-1)$$

$$= (0,5.28,6600,0254) + \left(\frac{30}{100}\right) + \left(\frac{1}{3}.26,710,0254\right)$$

$$= 0,89 \text{ m}$$

Perhitungan selanjutnya ditunjukkan oleh tabel 5.5

**Tabel 5.5 Asumsi Letak Sendi Plastis Pada Balok**

Lantai	Profil kolom	dk (in)	Profil balok	db (in)	A (cm)	X
16-21	W 27x235	28.66	W 27x84	26.71	30	0.89
11-15	W 27x235	28.66	W 27x84	26.71	30	0.89
6-10	W 27x235	28.66	W 27x84	26.71	30	0.89
1-5	W 27x235	28.66	W 27x84	26.71	30	0.89

Selanjutnya ditunjukkan oleh tabel 5.5

Pada perencanaan awal, untuk tiap lantai diasumsikan menggunakan profil yang sama, sehingga untuk tiap lantai akan mempunyai letak sendi plastis yang sama. Kemudian akan diperoleh nilai momen lentur pada sendi plastis dari hasil analisis struktur SAP2000, momen balok pada sendi plastis dapat dilihat pada lampiran berikut :

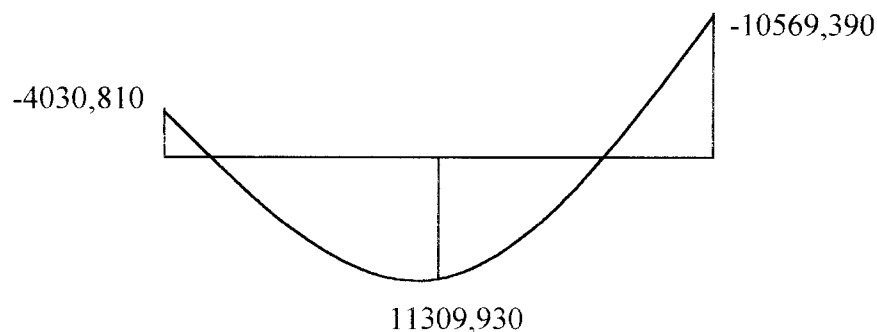
Lampiran 13, Momen Balok Pada Sendi Plastis (*Open Frame*)

Lampiran 14, Momen Balok Pada Sendi Plastis (*Local Braced Frame*)

Lampiran 15, Momen Balok Pada Sendi Plastis (*Global Braced Frame*)

### **Perencanaan Balok lantai 1 – 5 Portal 21 lantai (*global braced frame*)**

Untuk perencanaan balok lantai 1-5, diperoleh momen plastis balok maksimum struktur *global braced frame* sebesar 11309,930 kg.



$$M1 = -10569,390 \text{ kg.m} = -916,5588 \text{ K.in}$$

$$M2 = 20440,67 \text{ kg.m} = 980,777 \text{ K.in}$$

$$Mu = 980,777 \text{ K.in}$$

Koefisien momen  $C_b$  dihitung :

$$C_b = \left[ 1.75 + 1.05 \frac{M1}{M2} + 0.3 \left( \frac{M1}{M2} \right)^2 \right] \leq 2.3 \quad (3.6-9)$$

$$= \left[ 1.75 + 1.05 \frac{76,450}{81,7311} + 0.3 \left( \frac{76,450}{81,7311} \right)^2 \right] \leq 2.3$$

$$= 1,0308 < 2.3 \quad C_b \text{ pakai} = 1,0308$$

Pakai Profil **W12 x 45**, dengan data properties sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A &= 13,20 \text{ in}^2 ; \quad bf = 8,045 \text{ in} ; \quad d = 12,06 \text{ in} ; \quad tw = 0,335 \text{ in} ; \quad Fy = 36 \text{ ksi} \\
 tf &= 0,575 \text{ in} ; \quad T = 9 \frac{1}{2} \text{ in} ; \quad Ix = 350 \text{ in}^4 ; \quad Sx = 58,1 \text{ in}^3 ; \quad Fr = 10 \text{ ksi} \\
 rx &= 5,15 \text{ in} ; \quad Iy = 50 \text{ in}^4 ; \quad Sy = 12,4 \text{ in}^3 ; \quad ry = 1,94 \text{ in} ; \quad G = 11200 \text{ ksi} \\
 Zx &= 64,7 \text{ in}^3 ; \quad Zy = 19,0 \text{ in}^3 ; \quad Cw = 1650 \text{ in}^6 ; \quad J = 1,31 \text{ in}^4 ; \quad E = 29000 \text{ ksi}
 \end{aligned}$$

$$Lp = \frac{300 \cdot ry}{\sqrt{fy}} \quad (3.6-4a)$$

$$= \frac{300 \times 1,94}{\sqrt{36}} = 97 \text{ in}$$

$$X1 = \frac{\pi}{Sx} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \quad (3.6-7)$$

$$= \frac{\pi}{58,1} \sqrt{\frac{29000 \times 11200 \times 1,31 \times 13,20}{2}} = 2865,4271 \text{ Ksi}$$

$$X2 = \frac{4 Cw}{Iy} \left( \frac{Sx}{G \cdot J} \right)^2 \quad (3.6-8)$$

$$= \frac{4 \times 1650}{50} \left( \frac{58,1}{11200 \times 1,31} \right)^2 = 0,0207 \text{ Ksi}$$

$$Lr = \frac{ry \cdot X1}{(fy - fr)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 (fy - fr)^2}} \quad (3.6-6)$$

$$= \frac{1,94 \times 2865,4271}{(36 - 10)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,0207 (36 - 10)^2}} = 471,9284 \text{ in}$$

$$Lb = 8 \text{ m} = 314,96 \text{ in}$$

$$(Lp < L < Lr)$$

cek kompak

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{fy}}, \quad 7,5 \leq 10,833 \quad \text{kompak pada sayap} \quad (3.6-13a)$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{640}{\sqrt{fy}} \text{ , } 53,3 \leq 106.667 \quad \text{kompak pada badan} \quad (3.6-13b)$$

$$\begin{aligned} Mp &= Zx \cdot fy \\ &= 64,7 \times 36 = 2329,200 \text{ K.in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mr &= (fy - fr) \cdot Sx \\ &= (36 - 10) \cdot 58,1 = 1510,600 \text{ K.in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= C_b \left\{ Mp - (Mp - Mr) \cdot \left[ \frac{I_b - I_p}{I_r - I_p} \right] \right\} \quad (3.6-5) \\ &= 1,0308 \left\{ 2329,2 - (2329,2 - 1510,6) \cdot \left[ \frac{314,96 - 97}{471,9284 - 97} \right] \right\} = 1910,399 \text{ K.in} \end{aligned}$$

$$Mn \leq Mp \quad (3.6-10)$$

$$Mu \leq 0,9 Mn \quad (3.6-3)$$

$$980,777 \text{ K.in} \leq 0,9 \times 1910,399 \text{ K.in}$$

$$980,777 \text{ K.in} \leq 1719,360 \text{ K.in} \dots\dots\dots \text{Aman!!}$$

Perencanaan Geser ( $V_u$ )

Untuk desain geser, pertama-tama tentukan rasio antara tinggi dengan tebal badan.

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{418}{\sqrt{fy}} = 29 \leq \frac{418}{\sqrt{36}} = 29 < 69.667 \text{ ,}$$

$$\begin{aligned} Aw &= d \cdot tw \\ &= 12,06 \times 0,335 \\ &= 4,0401 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot fy \cdot Aw \\ &= 0,6 \times 36 \times 4,0401 = 87,266 \text{ kips} \quad (3.6-14a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 87,266 \\ &= 78,539 \text{ kips} \quad (3.6-14d) \end{aligned}$$

$$V_u = 22,260 \text{ kips} < \phi V_n = 78,539 \text{ kips}$$

Hasil perhitungan desain balok dapat dilihat pada Tabel 5.6, Tabel 5.7 dan Tabel 5.8

**Tabel 5.6 Kapasitas Profil Balok (*Open Frame*)**

Lantai	Profil	Mu (k.in)	$\phi M_n$ (k.in)	Vu (kips)	$\phi V_n$ (kips)	$\phi M_n/M_u$	$\phi V_n/V_u$
1	2	3	4	5	6	7	8
16 - 21	W12x50	1901.4621	2171.545	30.2185	87.6802	1.14204	2.9015
11 - 15	W12x50	2191.2354	2263.109	32.5185	87.6802	1.0328	2.6963
6 - 10	W12x50	2258.5764	2282.890	32.9631	87.6802	1.01076	2.6599
1 - 5	W12x50	2228.9778	2275.985	32.7854	87.6802	1.02109	2.6744

**Tabel 5.7 Kapasitas Profil Balok (*Local Braced Frame*)**

Lantai	Profil	Mu (k.in)	$\phi M_n$ (k.in)	Vu (kips)	$\phi V_n$ (kips)	$\phi M_n/M_u$	$\phi V_n/V_u$
1	2	3	4	5	6	7	8
16 - 21	W12x40	1882,8766	2816,352	30,2017	68,4735	1,496	2,267
11 - 15	W12x45	1907,4474	3308,867	30,4167	78,5395	1,735	2,582
6 - 10	W12x45	1866,576	3308,453	30,0549	78,5349	1,772	2,613
1 - 5	W12x50	1558,3041	3864,881	27,5231	87,6802	2,480	3,186

**Tabel 5.8 Kapasitas Profil Balok (*Global Braced Frame*)**

Lantai	Profil	Mu (k.in)	$\phi M_n$ (k.in)	Vu (kips)	$\phi V_n$ (kips)	$\phi M_n/M_u$	$\phi V_n/V_u$
1	2	3	4	5	6	7	8
16 - 21	W12x40	982,144	1290,257	21,916	68,474	1,314	3,124
11 - 15	W12x40	982,465	1253,277	22,407	68,474	1,276	3,056
6 - 10	W12x40	981,865	1246,542	22,402	68,474	1,270	3,057
1 - 5	W12x45	980,777	1719,360	22,260	78,539	1,753	3,528

### 5.3.2 Perencanaan Kolom

Dalam desain struktur ini, perencanaan kolom didasarkan pada konsep *strong column-weak beam*, dimana besarnya momen kolom diperhitungkan berdasarkan besarnya momen plastis pada balok setelah dikalikan dengan faktor pembesaran tertentu.

Besarnya momen plastis balok diperoleh dari persamaan (3.6-15b) dengan nilai  $\beta$  diambil sebesar 1,1 (Bruneau,1998)

$$\begin{aligned} M_{pb} &= \beta \cdot Z_x \cdot F_y && (3.6-15b) \\ &= 1,1 \cdot 72,4 \cdot 36 \\ &= 2867,040 \text{ K.in} \\ &= 33061,559 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Perhitungan momen plastis balok selanjutnya ditabelkan pada tabel 5.9, tabel 5.10 dan Tabel 5.11.

**Tabel 5.9 Momen Plastis Balok (*Open Frame*)**

Tingkat	Profil	Zx (in <sup>3</sup> )	Fy (ksi)	Mpb (kg.m)
1	2	3	4	5
16-21	W12X50	72,4	36	33061,558
11-15	W12X50	72,4	36	33061,558
6-10	W12X50	72,4	36	33061,558
1-5	W12X50	72,4	36	33061,558

**Tabel 5.10 Momen Plastis Balok (*Local Braced Frame*)**

Tingkat	Profil	Zx (in <sup>3</sup> )	Fy (ksi)	Mpb. (kg.m)
1	2	3	4	5
16 – 21	W12x40	57,5	36	26257,453
11 – 15	W12x40	57,5	36	26257,453
6 – 10	W12x40	57,5	36	26257,453
1 – 5	W12x45	64,7	36	29545,343

**Tabel 5.11 Momen Plastis Balok (*Global Braced Frame*)**

Tingkat	Profil	Zx (in <sup>3</sup> )	Fy (ksi)	Mpb. (kg.m)
1	2	3	4	5
16 – 21	W12x40	57,5	36	26257,453
11 – 15	W12x45	64,7	36	29545,343
6 – 10	W12x45	64,7	36	29545,343
1 – 5	W12x50	72,4	36	33061,558

Selanjutnya dihitung koefisien distribusi momen  $\alpha$  dengan persamaan (3.6-15d) Pada kolom tepi kiri lantai 1 *Global Braced Frame* diperoleh nilai :

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{M_{kol-n}}{\sum M_{kol-n}} && (3.6-15d) \\ &= \frac{7580,025}{7580,025 + 6635,330} \\ &= 0,5332 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada lampiran berikut :

Lampiran 16, Koefisien Distribusi Momen Kolom (*Open Frame*)



Lampiran 17, Koefisien Distribusi Momen Kolom (*Local Braced Frame*)

Lampiran 18, Koefisien Distribusi Momen Kolom (*Global Braced Frame*)

Momen kolom dihitung dengan persamaan (3.6-15a) :

$$\begin{aligned}
 Mu.k &= \frac{h}{hn} \cdot 0,7 \cdot \omega \cdot \alpha \cdot \varphi_0 \left( \frac{Lb}{Lnb} Mpb_{kiri} + \frac{Lb}{Lnb} Mpb_{kanan} \right) & (3.6-15a) \\
 &= \frac{3,75}{3,0716} \cdot 0,7 \cdot 1,3 \cdot 0,5332 \cdot 1,25 \cdot \left( \frac{8}{7,272036} \cdot 33061,559 + 0 \right) \\
 &= 26933,515 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada lampiran berikut :

Lampiran 19, Momen Rencana Kolom (*Open Frame*)

Lampiran 20, Momen Rencana Kolom (*Local Braced Frame*)

Lampiran 21, Momen Rencana Kolom (*Global Braced Frame*)

Sedangkan hasil perhitungan analisis struktur SAP2000 dapat dilihat pada lampiran berikut :

Lampiran 22, Momen Kolom Output SAP2000 (*Open Frame*)

Lampiran 23, Momen Kolom Output SAP2000 (*Local Braced Frame*)

Lampiran 24, Momen Kolom Output SAP2000 (*Global Braced Frame*)

**Perencanaan kolom lantai 1 – 5 portal 21 lantai (*Global braced frame*)**

Data perencanaan :

$$Mu = 86101,635 \text{ kg.m} \quad = 7466,582 \text{ k.in}$$

$$Pu = 376142,000 \text{ kg} \quad = 828,507 \text{ kips}$$

$$Vu = 5797,905 \text{ kg} \quad = 12,771 \text{ kips}$$

Perencanaan kolom lantai 1-5 menggunakan profil baja W14x500 dengan data propertis sebagai berikut :

$$A = 147 \text{ in}^2, \quad d = 19,60 \text{ in}, \quad t_w = 2,19 \text{ in}, \quad b_f = 17,010 \text{ in}, \quad t_f = 3,5 \text{ in}$$

$$T = 11,25 \text{ in}, \quad I_x = 8210 \text{ in}^4, \quad S_x = 838 \text{ in}^3, \quad I_y = 2880 \text{ in}^4, \quad S_y = 339 \text{ in}^3$$

$$r_y = 4,43 \text{ in}, \quad Z_x = 1050 \text{ in}^3, \quad C_w = 187000 \text{ in}^6, \quad J = 514 \text{ in}^4.$$

Cek kompak penampang untuk menghindari terjadinya tekuk lokal (*local buckling*)

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (3.6-13a)$$

$$= 2,4 \leq 10,8333$$

$$\lambda = \frac{d}{t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (3.6-13b)$$

$$= 5,2 \leq 106,667$$

Menentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom

Untuk joint atas kolom :

$$GA = \frac{\left(\frac{I}{L}\right)k_1 + \left(\frac{I}{L}\right)k_2}{\left(\frac{I}{L}\right)b_1 + \left(\frac{I}{L}\right)b_2} \quad (3.6-16)$$

$$GA = \frac{\left(\frac{8210}{147,6378}\right)k_1 + \left(\frac{8210}{147,6378}\right)k_2}{\left(\frac{394}{314,961}\right)b_1 + \left(\frac{394}{314,961}\right)b_2}$$

$$= 44,4535$$

Untuk joint bawah kolom :

$$GB = \frac{\left(\frac{I}{L}\right)k_1 + \left(\frac{I}{L}\right)k_2}{\left(\frac{I}{L}\right)b_1 + \left(\frac{I}{L}\right)b_2} \quad (3.6-16)$$

$$GB = \frac{\left(\frac{8210}{147,6378}\right)k_1 + \left(\frac{8210}{147,6378}\right)k_2}{\left(\frac{394}{314,961}\right)b_1 + \left(\frac{394}{314,961}\right)b_2}$$

$$= 44,4535$$

Dari Nomogram AISC-LRFD hal 6-186 kondisi kolom bergoyang dibaca nilai koefisien panjang efektif kolom,  $K = 5,2$ .

Menentukan nilai parameter kelangsingan kolom :

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r_y \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.6-17)$$

$$\lambda_c = \frac{5,2.147,6378}{4,43 \cdot \pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1,9436$$

Nilai parameter kelangsingan lebih  $\lambda_c \geq 1,5$  sehingga nilai tegangan kritis dihitung dengan persamaan :

$$F_{cr} = \left[ \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (3.6-18a)$$

$$F_{cr} = \left[ \frac{0,877}{1,9436^2} \right] 36 = 8,3495 \text{ ksi}$$

$$\phi_c \cdot p_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.6-18c)$$

$$= 0,85 \cdot 147 \cdot 8,3495$$

$$= 1043,275 \text{ kips}$$

$$\phi_c \cdot p_n = 1043,275 \text{ kips} > P_u = 828,5066 \text{ kips}$$

Perencanaan Lentur

Menghitung panjang limit pada kondisi tanpa pengaku untuk kapasitas momen plastis ( $L_p$ ).

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} \quad (3.6-4a)$$

$$= \frac{300 \cdot 4,43}{\sqrt{36}} = 221,5 \text{ in} = 18,458 \text{ ft}$$

Menghitung panjang tanpa pengaku pada batas antara tekuk torsi elastis dengan inelastis ( $L_r$ ).

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \quad (3.6-7)$$

$$X1 = \frac{\pi}{838} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11200 \cdot 514 \cdot 147}{2}} = 13125,5910 \text{ kips}$$

$$X2 = \frac{4C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (3.6-8)$$

$$X2 = \frac{4 \cdot 187000}{2880} \left( \frac{838}{11200 \cdot 514} \right)^2 = 0,000005503$$

$$Lr = \frac{r_y \cdot X1}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X2 \cdot (f_y - f_r)^2}} \quad (3.6-6)$$

$$\begin{aligned} Lr &= \frac{4,43 \cdot 13125,5910}{36 - 10} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,000005503(36 - 10)^2}} \\ &= 3164,2145 \text{ in} = 263,6845 \text{ ft} \end{aligned}$$

Panjang kolom  $L_b$

$$L_b = 3,75 \text{ m}$$

$$= 147,6378 \text{ in} = 12,3031 \text{ ft}$$

Karena  $L_b < L_r$  maka  $M_n$  ditentukan dengan persamaan  $M_n = M_p = Z_x \cdot f_y$  (3.6-4)

$$M_p = 1050,36$$

$$= 37800 \text{ k.in}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot M_n \quad (3.6-3)$$

$$= 0,9 \cdot 37800 = 34020 \text{ k.in} > M_u = 7466,5818 \text{ k.in}$$

Kontrol rasio antara beban aksial tekan  $P_u$  dengan kapasitas tekan nominal  $\phi_c \cdot P_n$

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{828,5066}{1043,275}$$

$$= 0,7941 > 0,2$$

Karena nilai  $\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} > 0,2$  maka dihitung perbandingan interaksi antara momen lentur

dengan gaya aksial kolom.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \quad (3.6-19b)$$

$$= \frac{828,5066}{1043,275} + \frac{8 \left( \frac{7466,5815}{34020} \right)}{9} = 0,9892$$

Perencanaan geser

menentukan rasio antara tinggi badan dengan tebal badan.

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{418}{\sqrt{f_y}} = 5,2 \leq 69,667$$

berdasarkan nilai rasio diatas, kemudian dihitung kapasitas geser penampang :

$$A_w = d \cdot t_w$$

$$= 19,6 \cdot 2,19 = 42,924 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.6-14a)$$

$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 42,924 = 927,1584 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 927,1584 = 834,4426 \text{ kips} > V_u = 12,771 \text{ kips} \quad (3.6-14d)$$

**Tabel 5.12 Kapasitas Profil Kolom (*Open Frame*)**

Lantai	Profil kolom	Mu (k.in)	$\phi M_n$	Pu (kips)	$\phi P_n$	Interaksi Kolom
1	2	3	4	5	6	7
16 - 21	W14x398	7622,941	25952,411	229,542	702,579	0,5878
11 - 15	W14x550	5241,078	38232,000	492,779	779,702	0,7539
6 - 10	W14x665	4623,665	47952,000	672,522	884,714	0,8459
1 - 5	W14x730	8733,924	53784,000	778,330	917,378	0,9928

**Tabel 5.13 Kapasitas Profil Kolom (*Local Braced Frame*)**

Lantai	Profil kolom	Mu (k.in)	$\phi M_n$	Pu (kips)	$\phi P_n$	Interaksi Kolom
1	2	3	4	5	6	7
16 - 21	W14x550	6628,7514	6628,7514	185,549	656,6490	0,5842
11 - 15	W14x500	4767,8078	25952,400	453,544	785,9850	0,7403
6 - 10	W14x398	4234,8311	34020,000	744,647	967,4260	0,8804
1 - 5	W14x311	7042,4213	38232,000	668,733	1018,3858	0,8204

Tabel 5.14 Kapasitas Profil Kolom (*Global Braced Frame*)

Lantai	Profil kolom	Mu (k.in)	$\phi M_n$	Pu (kips)	$\phi P_n$	Interaksi Kolom
1	2	3	4	5	6	7
16 – 21	W14x283	5536,8078	17560,80	179,917	641,213	0,5609
11 – 15	W14x370	6751,7429	23846,40	409,335	747,175	0,7995
6 – 10	W14x455	4768,5482	30326,40	634,761	929,666	0,8276
1 – 5	W14x500	7466,5818	34020,00	828,507	1043,275	0,9892

### 5.3.3 Perencanaan Pengaku Diagonal Struktur (*Bracing*)

Perencanaan pengaku berfungsi untuk menambah nilai kekakuan struktur baja agar dapat mengurangi simpangan horizontal yang terjadi akibat beban gempa. Perencanaan *bracing* ini berdasarkan gaya aksial maksimum baik tarik maupun tekan karena gaya gempa bersifat siklik (bolak-balik).

Data perencanaan :

$$L_b = 4,4176 \text{ m} = 173,9232 \text{ in}$$

$$P_{u_{\text{tekan}} \text{ maks}} = 34484,4 \text{ kg} = 75,9568 \text{ kips}$$

$$P_{u_{\text{tarik}} \text{ maks}} = 19359,58 \text{ kg} = 42,64225 \text{ kips}$$

$$V_u \text{ maks} = 244,092 \text{ kg} = 0,53765 \text{ kips}$$

Perencanaan *bracing* pada struktur menggunakan profil baja W10x49 dengan data properties sebagai berikut :

$$A = 14.4 \text{ in}^2, \quad d = 9.98 \text{ in}, \quad t_w = 0.34 \text{ in}, \quad b_f = 10 \text{ in}, \quad t_f = 0.560 \text{ in},$$

$$T = 7.625 \text{ in}, \quad I_x = 272 \text{ in}^4, \quad S_x = 54.6 \text{ in}^3, \quad r_x = 4.35 \text{ in}, \quad I_y = 93.4 \text{ in}^4,$$

$$S_y = 18.7 \text{ in}^3, \quad r_y = 2.54 \text{ in}, \quad Z_x = 60.4 \text{ in}^3, \quad C_w = 2070 \text{ in}^6, \quad d_{\text{baut}} = 1 \text{ in},$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}, \quad F_{yf} = 36 \text{ ksi}, \quad F_r = 10 \text{ ksi}, \quad G = 11200 \text{ ksi}, \quad J = 1.39 \text{ in}^4.$$

Kontrol penampang kompak untuk menghindari terjadinya *local buckling*.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{f_y}} \quad (3.6-13a)$$

$$= 8.9 \leq 10.833$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{f_y}} \quad (3.6-13b)$$

$$= 23.1 \leq 106.667$$

Menentukan kondisi ujung (*end condition*) joint kolom dari AISC-LRFD hal 6-184 tabel C-C2.1 dukungan sendi-sendi pada struktur tekan nilai panjang efektif K untuk desain sebesar 1,0.

Menentukan nilai parameter kelangsingan ( $\lambda_c$ ):

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.6-17)$$

$$\lambda_c = \frac{1.173,9232}{2,54.\pi} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,7679$$

Nilai parameter kelangsingan  $\lambda_c \leq 1,5$  sehingga nilai tegangan kritis dihitung dengan persamaan :

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (3.6-18a)$$

$$= (0,658^{0,7679^2}) 36$$

$$= 28,1258 \text{ ksi}$$

$$\phi_c.P_n = \phi_c.A_g.F_{cr} \quad (3.6-18c)$$

$$= 0,85.14,4.28,1258$$

$$= 344,259 \text{ kips}$$

$$\phi_c.P_n = 344,259 \text{ kips} > P_{u_{tekan}} = 75,9568 \text{ kips}$$

Untuk perencanaan *bracing* tarik menggunakan persamaan (3.6-20a) sampai (3.6-20d)

Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\phi_t.P_n = 0,9.F_y.A_g \quad (3.6-20a)$$

$$= 0,9.36.14,4$$

$$= 466,560 \text{ kips} > P_{u_{tarik}} = 76,9135 \text{ kips}$$

Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif :

$$A_n = A_g - (t.db) \quad (3.6-20b)$$

$$= 14,4 - (0,34.1)$$

$$= 14,06 \text{ in}^2$$

$$A_e = U.A_n \quad (3.6-20c)$$

$$= 0,85. 14,06$$

$$= 11,951 \text{ in}^2$$

$$\phi_t.P_n = 0,75.F_u.A_e \quad (3.6-20d)$$

$$= 0,75.58.11,951$$

$$= 519,8685 \text{ kips} > P_{u_{tarik}} = 42,64225 \text{ kips}$$

Desain geser pada *bracing* sama dengan balok. Tentukan rasio antara tinggi badan dengan tebal badan.

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{418}{\sqrt{f_y}} = 23,1 \leq 69,667$$

Karena nilai rasio tersebut, maka digunakan persamaan (3.6-14a) untuk menentukan kapasitas geser penampang.

$$A_w = d.tw$$

$$= 9,98 . 0,34 = 3,3932 \text{ in}^2$$

$$V_n = 0,6.F_y.A_w \quad (3.6-14a)$$



$$= 0,6 \cdot 36 \cdot 3,3932 = 73,293 \text{ kips}$$

$$\phi.V_n = 0,9.V_n = 65,963 \text{ kips} > V_u = 0,53765 \text{ kips} \quad (3.6-14d)$$

Digunakan profil W10x49 untuk *bracing*. Karena *bracing* merupakan bagian struktur yang berfungsi sebagai pengaku, maka digunakan dimensi yang sama untuk setiap tingkat.

### 5.3.4 Perencanaan sambungan balok – kolom

Perencanaan sambungan balok ke kolom didasarkan momen lentur dan gaya geser yang terjadi pada balok. Momen yang terjadi pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sambungan.

Data perencanaan sambungan balok – kolom lantai 1:

$$d \text{ balok} = 12,06 \text{ in} : d \text{ kolom} = 19,60 \text{ in} : bf \text{ balok} = 8,045 \text{ in} : bf \text{ kolom} = 17,10 \text{ in}$$

$$d \text{ baut} = 1,25 \text{ in} : A_b = 1,27718 \text{ in}^2 : Z_x = 64,7 \text{ in}^3 : V_u = 22,260 \text{ kips.}$$

Tegangan geser pada baut :

$$f_v = \frac{V_u}{n.A_b} = \frac{22,260}{6 \cdot 1,27718} = 2,9048 \text{ ksi} \quad (3.6-22)$$

Dari tabel J 3.5 AISC-LRFD hal. 6-84 untuk baut *non full dratt* diperoleh kapasitas tarik pada baut :

$$F_t = 117 - 1,5.f_v = 117 - 1,5 \cdot 2,9048 = 112,6427 \text{ ksi}$$

Tegangan tarik pada 1 baris baut.

$$T_i = m.A_b.F_t \quad (3.6-21)$$

$$= 2 \cdot 1,27718 \cdot 112,6427$$

$$= 287,730 \text{ kips}$$

Karena panjang bidang tekan (*a*) belum diketahui, maka diasumsikan nilai  $a < 4 \text{ in}$

$$F_y.b.a = \sum T_i \quad (3.6-23)$$

$$36.16.a = 4 \cdot 287,730$$

$$a = 1,998 \text{ in} < 4 \text{ in}$$

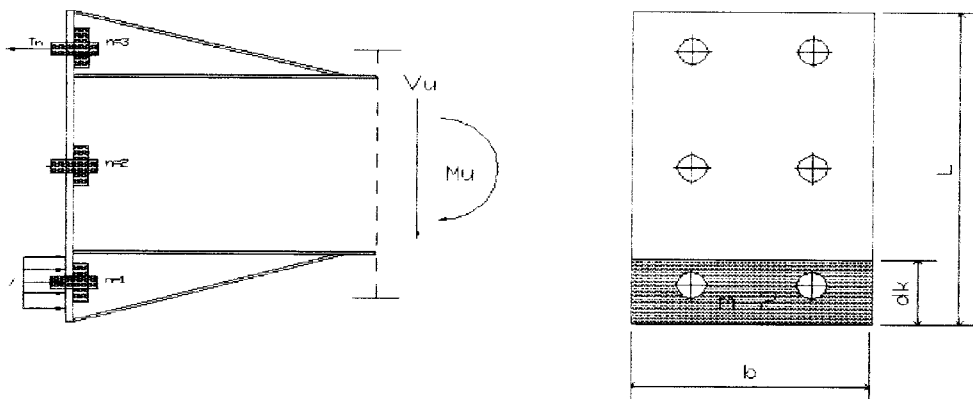
Kapasitas momen sambungan sebesar :

$$\phi Mn = \frac{0,9 \cdot Fy \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=k}^n di \cdot Ti \quad (3.6-24)$$

$$= \frac{0,9 \cdot 36 \cdot 1,998^2 \cdot 16}{2} + 287,730 \cdot ((18-1,998) + (12-1,998) + (6-1,998))$$

$$= 9668,3538 \text{ K.in} > Mu = Zx \cdot fy = 64,736 = 2329,200 \text{ K.in}$$

Gambar detail sambungan antara balok dengan kolom dapat dilihat pada gambar 5.3 dibawah ini.



**Gambar 5.3 Gambar Detail sambungan Balok Kolom**

**Tabel 5.15 Desain Sambungan Balok - Kolom (*Open Frame*)**

Tingkat	L pelat (in)	B pelat (in)	Le (in)	s (in)	d baut (in)	∑ baut	φMn (k.in)	Mu (k.in)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
16 – 21	24	16	4	4	1.25	6	9544,078	2606,4
11 – 15	24	16	4	4	1.25	6	9508,107	2606,4
6 – 10	24	16	4	4	1.25	6	9501,144	2606,4
1 – 5	24	16	4	4	1.25	6	9503,937	2606,4

**Tabel 5.16 Desain Sambungan Balok – Kolom (*Local Braced Frame*)**

Tingkat	L pelat (in)	B pelat (in)	Le (in)	s (in)	d baut (in)	$\Sigma$ baut	$\phi M_n$ (k.in)	Mu (k.in)
1	24	3	4	5	6	7	8	9
16 – 21	24	16	4	4	1.25	6	9544,3537	2070,00
11 – 15	24	16	4	4	1.25	6	9540,9827	2070,00
6 – 10	24	16	4	4	1.25	6	9546,6340	2070,00
1 – 5	24	16	4	4	1.25	6	9586,1828	2426,40

**Tabel 5.17 Desain Sambungan Balok - Kolom (*Global Braced Frame*)**

Tingkat	L pelat (in)	B pelat (in)	Le (in)	s (in)	d baut (in)	$\Sigma$ baut	$\phi M_n$ (k.in)	Mu (k.in)
16 – 21	24	16	4	4	1.25	6	9673,4280	2070,00
11 – 15	24	16	4	4	1.25	6	9666,0750	2329,20
6 – 10	24	16	4	4	1.25	6	9664,7868	2329,20
1 – 5	24	16	4	4	1.25	6	9668,3538	2329,20

### 5.3.5 Perencanaan Sambungan Kolom-Kolom

Sambungan kolom – kolom dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia. Selain itu perbedaan profil kolom yang digunakan menyebabkan terjadinya sambungan antara kolom satu dengan kolom lantai di atasnya. Dari analisis struktur, pada kolom tepi kanan lantai 4 diperoleh gaya batang sebesar :

$$M_u = 12692,72 \text{ kg.m,} = 1100,690 \text{ k.in}$$

$$V_u = 5797,909 \text{ kg} = 12,771 \text{ kips}$$

pakai baut diameter  $d_b = 1 \frac{1}{2} \text{ in}$ , A325X dan  $t_{\text{pelat}} = 1 \text{ in}$ .

Untuk sambungan yang mengalami patah geser pada baut :

$$A_{gv} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1 \frac{1}{2}^2}{4} = 1,7663 \text{ in}^2$$

$F_v$  baut = 60 ksi (dari tabel)

$$\phi R_n = \phi \cdot F_v \cdot A_{gv} \quad (3.6-26)$$

$$= 0,25 \cdot 60 \cdot 1,7663 = 26,4945 \text{ kips}$$

Digunakan 4 baut untuk sambungan pada sayap

$$\phi R_n = 4 \cdot 26,4945 = 105,978 \text{ kips}$$

Untuk sambungan yang mengalami patah pada lubang baut :

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot 4 \text{ baut} \quad (3.6-27a)$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1 \frac{1}{2} \cdot 1,58,4$$

$$= 626,400 \text{ kips}$$

Untuk sambungan patah pada pelat sambung :

$$A_g = 13,1 \quad (3.6-28a)$$

$$= 13 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0,9 \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.6-28b)$$

$$= 0,9 \cdot 36 \cdot 13$$

$$= 421,2 \text{ kips (leleh pada } A_g)$$

$$d_h = d_b + 1/16 \quad (3.6-28c)$$

$$= 1 \frac{1}{2} + 1/16$$

$$= 1,5625 \text{ in}$$

$$A_{\text{lubang}} = 2 \cdot 1,5625 \cdot 1 \quad (3.6-28d)$$

$$= 3,1250 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_n &= A_g - A_{\text{lubang}} & (3.6-28e) \\
 &= 13 - 3,1250 \\
 &= 9,8750 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_n &= 0,85 \cdot A_g & (3.6-28f) \\
 &= 0,85 \cdot 13 \\
 &= 11,05 \text{ in}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \cdot F_u \cdot A_n & (3.6-28g) \\
 &= 0,75 \cdot 58 \cdot 9,8750 \\
 &= 429,5625 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

Nilai  $\phi R_n$  terkecil = 105,978 kips

$$\begin{aligned}
 P_{u_{\text{tarik}}} &= \frac{M_u}{d_{\text{kolom}}} & (3.6-25) \\
 &= \frac{1100,690}{19,60} = 56,1576 \text{ kips} < \phi R_n = 105,978 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

Jadi digunakan baut A325X 1 ½ in 4 buah dengan pelat sambung 12 in x 13 in x 1 in

Untuk sambungan momen pada sayap.

Untuk sambungan pada badan :

$$V_u = 12,771 \text{ kips}$$

Digunakan baut A325X diameter  $d_b = 1 \frac{1}{4}$  in

Dari tabel AISC – LRFD *volume II* hal. 8-24 diperoleh nilai  $\phi r_n = 55,2$  kips/baut, dengan 2 bidang geser,  $\phi r_n = 110,4$  kips.

Dari tabel AISC – LRFD *volume II* hal 8-26 diperoleh nilai  $\phi r_n = 131$  kips/baut

$$\phi r_n = 131/1 = 131 \text{ kips/lubang baut}$$

Dari tabel 8-46 dengan  $s = 3$  in,  $e_x = 6$  in,  $n = 2$  diperoleh  $C = 1,22$ , Maka :

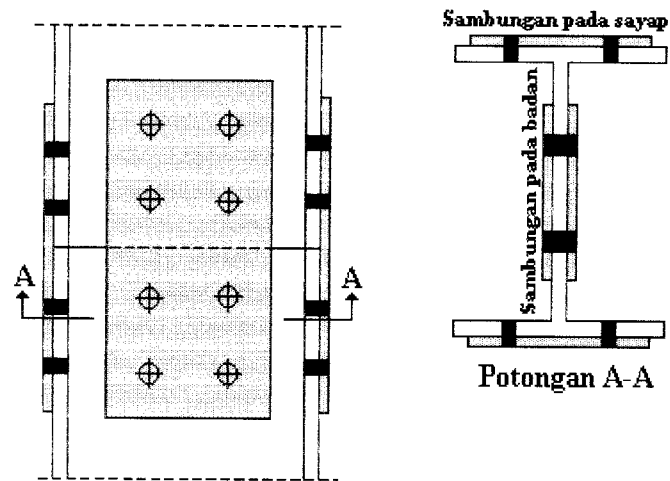
$$\phi R_n = C \cdot \phi r_n \quad (3.6-29)$$

$$= 1,22 \cdot 110,4$$

$$= 134,688 \text{ kips} > V_u = 12,771 \text{ kips}$$

Digunakan pelat sambung 24 in x 12 in x 1 in dengan 8 baut diameter 1 ¼ in.

Gambar detail sambungan antara kolom dengan kolom dapat dilihat pada gambar 5.4 dibawah ini.



**Gambar 5.4 Gambar Detail Sambungan Kolom-Kolom**

**Tabel 5.18 Desain Sambungan Kolom - Kolom (*Open Frame*)**

Lt.	Sayap					Badan				
	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	Σb (buah)	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	Σb (buah)
18 – 21	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
14 – 17	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
10 – 13	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
6 – 9	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
1 – 5	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8

**Tabel 5.19 Desain Sambungan Kolom - Kolom (*Local Braced Frame*)**

Lt.	Sayap					Badan				
	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)
18 - 21	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
14 - 17	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
10 - 13	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
6 - 9	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
1 - 5	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8

**Tabel 5.20 Desain Sambungan Kolom - Kolom (*Global Braced Frame*)**

Lt.	Sayap					Badan				
	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)
18 - 21	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
14 - 17	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
10 - 13	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
6 - 9	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
1 - 5	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8

### 5.3.6 Perencanaan Sambungan Pada Pengaku (*Bracing*)

Perencanaan sambungan pada pengaku dibedakan atas dua macam sambungan yaitu sambungan baut antara pelat sambung *bracing* dengan kolom dan sambungan antara pelat sambung dengan *bracing*. Sambungan ini di desain untuk menahan gaya aksial pada *bracing*, baik tarik maupun tekan.

a.) Perencanaan sambungan antara pelat sambung *bracing* dengan kolom :

Gaya yang bekerja pada *bracing* :

Gaya tarik maksimum = 19359,580 kg = 42,642 kips

Gaya tekan maksimum = 34484,400 kg = 75,957 kips

Gaya maksimum terjadi pada *bracing* lantai 20 dengan bentang balok 8 m dan tinggi kolom 3,75 m. Panjang *bracing* (a) adalah :

$$a = \sqrt{3,75^2 + 8^2}$$

$$= 8,8353 \text{ m}$$

maka,

$$\sin \alpha = \frac{3,75}{8,8353} = 0,4244$$

$$\cos \alpha = \frac{8}{8,8353} = 0,9055$$

Gaya aksial tarik diuraikan menjadi komponen gaya horizontal (tarik) dan gaya vertikal (geser) pada sambungan.

$$\begin{aligned} \text{Gaya tarik } T_u &= P_{u_{\text{tarik}}} \cdot \cos \alpha && (3.6-30a) \\ &= 42,642 \cdot 0,9055 \\ &= 38,6123 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser } V_u &= P_{u_{\text{tarik}}} \cdot \sin \alpha && (3.6-30b) \\ &= 75,957 \cdot 0,4244 \\ &= 32,236 \text{ kips} \end{aligned}$$

Digunakan 8 baut A325X (*non full drat*) dengan diameter (db) =  $\frac{3}{4}$  in dan tebal pelat sambung (tp) =  $\frac{1}{2}$  in serta lebar pelat sambung (bp) = 13 in.

$$\frac{T_u}{\text{baut}} = \frac{38,6123}{8} = 4,8267 \text{ kips} \quad (3.6-32a)$$

$$\frac{V_u}{\text{baut}} = \frac{32,642}{8} = 4,0803 \text{ kips} \quad (4.6-32b)$$

dari tabel J 3.5 AISC – LRFD hal. 6-48 diperoleh :



$$\begin{aligned}\phi t'ut &= \phi(117 - 1,5 fuv) \leq \phi.90 \\ &= 0,75(117 - 1,5 fuv) \leq 0,75.90 \\ &= 87,75 - 1,125.fuv \leq 67,5\end{aligned}$$

$$fuv = \frac{Vu}{Ab} \quad (3.6-33)$$

$$\begin{aligned}Tu \max &= \phi t'ut . Ab \quad (3.6-34) \\ &= 0,44178 (87,75 - 1,125.Vu) \leq 0,44178 . 67,5 \\ &= 38,7667 - 0,497 . Vu \leq 29,8202\end{aligned}$$

$$\frac{Vu}{baut} = 4,0803 \text{ kips}$$

$$\begin{aligned}Tu \max &= 38,7667 - 0,497.(4,0803) \\ &= 36,7389 \text{ kips} > 29,8202 \text{ kips}\end{aligned}$$

Dipakai  $Tu \max = 29,82015 \text{ kips/baut} > Tu/baut = 4,8267 \text{ kips/baut}$ .

Kontrol sambungan *bracing* dengan kolom terhadap komponen beban geser.

$$\begin{aligned}\phi Rnv &= 0,75.(0,5Fu^b).m.Ab \quad (3.6-35) \\ &= 0,75.(0,5.120).1.0,44178 = 19,8801 \text{ kips/baut}\end{aligned}$$

$$\phi Rnv = 19,8801 \frac{\text{kips}}{\text{baut}} > \frac{Vu}{baut} = 4,0803 \frac{\text{kips}}{\text{baut}}$$

Kontrol sambungan akibat beban tekan maksimum.

$$Pu \text{ tekan maks.} = 75,400 \text{ kips}$$

Diuraikan menjadi komponen gaya horizontal (tekan) dan vertikal (geser) pada sambungan.

Tu tekan diabaikan

$$Vu \text{ tekan} = Pu \sin \alpha \quad (3.6-30b)$$

$$= 75,400 \cdot 0,4244$$

$$= 31,9998 \text{ kips}$$

Sambungan berdasarkan kekuatan geser pada baut

$$A_{gv} = n \cdot A_b$$

$$= 8 \cdot 0,44178$$

$$= 3,53424 \text{ in}^2$$

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot m \cdot F_u \cdot A_{gv} \quad (3.6-26)$$

$$= 0,75 \cdot 1,60 \cdot 3,53424$$

$$= 159,0408 \text{ kips}$$

$$\phi \cdot R_n = 159,0408 \text{ kips} > V_u \text{ tekan} = 31,9998 \text{ kips}$$

Sambungan berdasarkan tumpuan pada lubang baut

$$1,5 \cdot d_b = 1,5 \cdot \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$= 1,125 \text{ in}$$

$$3 \cdot d_b = 3 \cdot \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$= 2,25 \text{ in}$$

$$L_e = 5 \text{ in} > d_b = 1,125 \text{ in}$$

$$s = 5 \text{ in} > d_b = 2,25 \text{ in}$$

$$\text{tebal pelat (tp)} = \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot (2,4 \cdot d_b \cdot \text{tp} \cdot F_u) \quad (3.6-27a)$$

$$= 0,75 \cdot (2,4 \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,5 \cdot 58)$$

$$= 39,15 \text{ kips}$$

karena digunakan 8 buah baut

$$\phi R_n = 8 \cdot 39,15$$

$$= 234,9 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 234,9 \text{ kips} > V_u \text{ tekan} = 31,9998 \text{ kips}$$

Sambungan berdasarkan tegangan pada pelat sambung.

Kondisi leleh pada luasan kotor  $A_g$

$$A_g = b_p \cdot t_p \quad (3.6-28a)$$

$$= 13,0,5$$

$$= 6,5 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0,9 \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.6-28b)$$

$$= 0,9 \cdot 36 \cdot 6,5$$

$$= 210,6 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 210,6 \text{ kips} > V_u \text{ tekan} = 31,9998 \text{ kips}$$

Kondisi patah pada luasan bersih  $A_n$

$$\text{Diameter aktual } d_h = d_b + 1/16 \quad (3.6-28c)$$

$$= 3/4 + 1/16$$

$$= 0,8125 \text{ in}$$

$$A_{\text{lubang}} = d_h \cdot t_p \quad (3.6-28d)$$

$$= 0,8125 \cdot 0,5$$

$$= 0,40625 \text{ in}^2$$

$$A_n = A_g - A_{\text{lubang}} \quad (3.6-28e)$$

$$= 6,5 - 2 \cdot 0,40625$$

$$= 5,6875 \text{ in}^2$$

$$A_n = 0,85 \cdot A_g \quad (3.6-28f)$$

$$= 0,85 \cdot 6,5$$

$$= 5,525 \text{ in}^2$$

Ambil nilai terkecil  $A_n = 5,525 \text{ in}^2$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_n \quad (3.6-28g)$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 5,525$$

$$= 240,3375 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 240,3375 \text{ kips} > V_u \text{ tekan} = 31,9998 \text{ kips}$$

b.) Perencanaan sambungan antara pelat sambung dengan *bracing*

$$\text{Gaya tekan maksimum } (P_{u_{\text{tekan}}}) = 75,400 \text{ kips}$$

Direncanakan menggunakan pelat sambung dengan tebal ( $t_p$ ) =  $\frac{1}{2}$  in, lebar ( $b_p$ ) = 15 in, 4 buah baut A325X diameter  $1 \frac{3}{4}$  in ( $A_b = 1,2266 \text{ in}^2$ )

Berdasarkan geser pada baut

$$A_{gv} = n \cdot A_b$$

$$= 4 \cdot 1,2266$$

$$= 4,9064 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi \cdot m \cdot F_u \cdot A_{gv} \quad (3.6-26)$$

$$= 0,75 \cdot 1 \cdot 60 \cdot 4,9064$$

$$= 220,788 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 220,788 \text{ kips} > P_u = 75,400 \text{ kips}$$

Berdasarkan tumpuan pada lubang

$$1,5 \text{ db} = 1,5 \cdot 1 \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$= 1,875 \text{ in}$$

$$3 \cdot \text{db} = 3 \cdot 1 \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$= 3,75 \text{ in}$$

$$L_e = 2 \text{ in} > 1,5 \text{ db} = 1,875 \text{ in}$$

$$s = 4 \text{ in} > 3 \text{ db} = 3,750 \text{ in}$$

$$\text{Tebal pelat (tp)} = \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \cdot (2,4 \cdot \text{db} \cdot \text{tp} \cdot F_u) && (3.6-27a) \\ &= 0,75 \cdot (2,4 \cdot 1 \frac{3}{4} \cdot 0,5 \cdot 58) \\ &= 65,25 \text{ kips} \end{aligned}$$

Karena menggunakan 4 buah baut

$$\phi R_n = 4 \cdot 65,25 = 261 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 261 \text{ kips} > P_u = 75,400 \text{ kips}$$

Berdasarkan tegangan pada pelat

Kondisi leleh pada luasan kotor  $A_g$

$$\begin{aligned} A_g &= b_p \cdot t_p && (3.6-28a) \\ &= 15 \cdot 0,5 = 7,5 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,9 \cdot F_y \cdot A_g && (3.6-28b) \\ &= 0,9 \cdot 36 \cdot 7,5 = 243 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 243 \text{ kips} > P_u = 100,864 \text{ kips}$$

Patah pada luasan bersih ( $A_n$ )

$$\begin{aligned} \text{Diameter aktual } d_h &= d_b + 1/16 && (3.6-28c) \\ &= 1 \frac{3}{4} + 1/16 = 1,3125 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{lubang}} &= d_h \cdot t_p && (3.6-28d) \\ &= 1,3125 \cdot 0,5 \\ &= 0,65625 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$A_n = A_g - A_{\text{lubang}} \quad (3.6-28e)$$

$$= 7,5 - 1(0,65625)$$

$$= 6,8438 \text{ in}^2$$

$$A_n = 0,85 \cdot A_g \quad (3.6-28f)$$

$$= 0,85 \cdot 7,5 = 6,375 \text{ in}^2$$

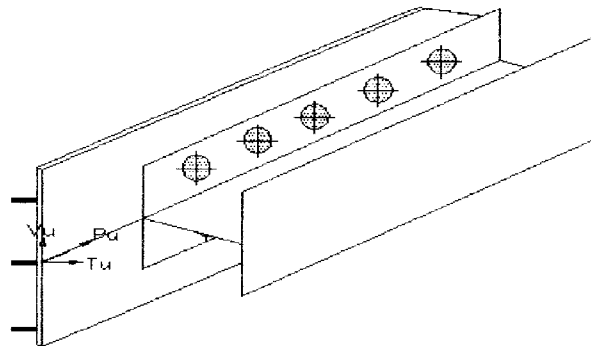
Ambil nilai terkecil,  $A_n = 6,375 \text{ in}^2$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_n \quad (3.6-28g)$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 6,375$$

$$= 277,3125 \text{ kips}$$

$$\phi R_n = 277,3125 \text{ kips} > P_u = 75,400 \text{ kips}$$



**Gambar 5.5 Detail Sambungan Pada *Bracing***

### 5.3.7 Perencanaan *Panel Zone*

Perencanaan *panel zone* berfungsi untuk menahan gaya tarik pada sayap kolom akibat momen yang terjadi pada balok sehingga dapat mencegah terjadinya tekuk lokal pada sayap kolom tersebut.

Pada struktur *global braced frame*, lantai 1-5 diperoleh data struktur sebagai berikut ;

Balok W 12x50 ;  $Z_x = 64,7 \text{ in}^3$  ;  $d_b = 12,06 \text{ in}$  ;  $b_f = 8,045 \text{ in}$  ;  $t_f = 0,575 \text{ in}$

Kolom W14x500 ;  $b_f = 17,01 \text{ in}$  ;  $t_f = 3,50 \text{ in}$  ;  $t_w = 2,19 \text{ in}$  ;  $k = 5,2$

$$V_{\text{kolom atas}} = 11,8275 \text{ kips}$$

$$V_{\text{kolom bawah}} = 12,7710 \text{ kips}$$

$$M_b = Z_x \cdot F_y = 64,7 \cdot 36 = 2329,20 \text{ k.in}$$

$$V_u = \frac{M_{b1} \cdot DMF'}{0,95 \cdot db} + \frac{M_{b2} \cdot DMF'}{0,95 \cdot db} - \frac{V_{\text{atas}} + V_{\text{bawah}}}{2} \quad (3.6-36)$$

$$= \frac{2329,20 \cdot 1,3}{0,95 \cdot 12,06} + \frac{2329,20 \cdot 1,3}{0,95 \cdot 12,06} - \frac{11,8275 + 12,7710}{2}$$

$$= 516,280 \text{ kips}$$

Kontrol terhadap tekuk lokal pada sayap dan badan kolom,

$$\phi R_{nf} = 6,25 \cdot t_f c^2 \cdot F_y f \quad (3.6-37)$$

$$= 6,25 \cdot 3,50^2 \cdot 36$$

$$= 2756,250 \text{ kips} > V_u$$

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (5k + t_f b) \cdot F_y \cdot t_w c \quad (3.6-38)$$

$$= 0,9 \cdot (5 \cdot 5,2 + 0,575) \cdot 36 \cdot 2,19$$

$$= 1885,656 \text{ kips} > V_u$$

Tidak dibutuhkan *panel zone*

Untuk lantai 6-10 diperoleh data struktur sebagai berikut ;

Balok W 12x40 ;  $Z_x = 64,7 \text{ in}^3$  ;  $db = 11,94 \text{ in}$  ;  $bf = 8,005 \text{ in}$  ;  $tf = 0,515 \text{ in}$

Kolom W14x455 ;  $bf = 16,835 \text{ in}$  ;  $tf = 3,210 \text{ in}$  ;  $tw = 2,015 \text{ in}$  ;  $k = 5,2$

$$V_{\text{kolom atas}} = 12,6775 \text{ kips}$$

$$V_{\text{kolom bawah}} = 13,3960 \text{ kips}$$

$$M_b = Z_x \cdot F_y = 64,7 \cdot 36 = 2329,2 \text{ k.in}$$

$$V_u = \frac{M_{b1} \cdot DMF'}{0,95 \cdot db} + \frac{M_{b2} \cdot DMF'}{0,95 \cdot db} - \frac{V_{\text{atas}} + V_{\text{bawah}}}{2} \quad (3.6-36)$$

$$= \frac{2329,2 \cdot 1,3}{0,95 \cdot 11,94} + \frac{2329,21 \cdot 1,3}{0,95 \cdot 11,94} - \frac{12,6775 + 13,3960}{2}$$

$$= 520,8537 \text{ kips}$$

Kontrol terhadap tekuk lokal pada sayap dan badan kolom,

$$\phi R_{nf} = 6,25 \cdot t_f c^2 \cdot F_y f \quad (3.6-37)$$

$$= 6,25 \cdot 3,21^2 \cdot 36$$

$$= 2318,4225 \text{ kips} > V_u$$

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (5k + t_f b) F_y t_w c \quad (3.6-38)$$

$$= 0,9 \cdot (5 \cdot 5,2 + 0,515) \cdot 36 \cdot 2,015$$

$$= 1731,0583 \text{ kips} > V_u$$

Tidak dibutuhkan penggunaan *panel zone*

Untuk lantai 11-15 diperoleh data struktur sebagai berikut ;

Balok W 12x40 ;  $Z_x = 64,7 \text{ in}^3$  ;  $db = 11,94 \text{ in}$  ;  $bf = 8,005 \text{ in}$  ;  $tf = 0,515 \text{ in}$

Kolom W14x370 ;  $bf = 16,475 \text{ in}$  ;  $tf = 2,660 \text{ in}$  ;  $tw = 1,655 \text{ in}$  ;  $k = 5,1$

$$V_{\text{kolom atas}} = 12,6470 \text{ kips}$$

$$V_{\text{kolom bawah}} = 13,2119 \text{ kips}$$

$$M_b = Z_x \cdot F_y = 64,7 \cdot 36 = 2329,2 \text{ k.in}$$

$$V_u = \frac{M_{b1} \cdot DMF'}{0,95 \cdot db} + \frac{M_{b2} \cdot DMF}{0,95 \cdot db} - \frac{V_{\text{atas}} + V_{\text{bawah}}}{2} \quad (3.6-36)$$

$$= \frac{2329,2 \cdot 1,3}{0,95 \cdot 11,94} + \frac{2329,21 \cdot 1,3}{0,95 \cdot 11,94} - \frac{12,6470 + 13,2119}{2}$$

$$= 520,961 \text{ kips}$$

Kontrol terhadap tekuk lokal pada sayap dan badan kolom,

$$\phi R_{nf} = 6,25 \cdot t_f c^2 \cdot F_y f \quad (3.6-37)$$



$$= 6,25 \cdot 2,660^2 \cdot 36$$

$$= 1592,010 \text{ kips} > V_u$$

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (5k + t_{fb}) F_y \cdot t_{wc} \quad (3.6-38)$$

$$= 0,9 \cdot (5 \cdot 5,1 + 0,515) \cdot 36 \cdot 1,655$$

$$= 1394,976 \text{ kips} > V_u$$

Tidak dibutuhkan penggunaan *panel zone*

Untuk lantai 16-21 diperoleh data struktur sebagai berikut ;

Balok W 12x40 ;  $Z_x = 64,7 \text{ in}^3$  ;  $db = 11,94 \text{ in}$  ;  $bf = 8,005 \text{ in}$  ;  $tf = 0,515 \text{ in}$

Kolom W14x283 ;  $bf = 16,11 \text{ in}$  ;  $tf = 2,07 \text{ in}$  ;  $tw = 1,29 \text{ in}$  ;  $k = 4,7$

$$V_{\text{kolom atas}} = 11,9774 \text{ kips}$$

$$V_{\text{kolom bawah}} = 12,2926 \text{ kips}$$

$$M_b = Z_x \cdot F_y = 64,7 \cdot 36 = 2329,2 \text{ k.in}$$

$$V_u = \frac{M_{b1} \cdot DMF}{0,95 \cdot db} + \frac{M_{b2} \cdot DMF}{0,95 \cdot db} - \frac{V_{\text{atas}} + V_{\text{bawah}}}{2} \quad (3.6-36)$$

$$= \frac{2329,2 \cdot 1,3}{0,95 \cdot 11,94} + \frac{2329,21 \cdot 1,3}{0,95 \cdot 11,94} - \frac{11,9774 + 12,2926}{2}$$

$$= 521,758 \text{ kips}$$

Kontrol terhadap tekuk lokal pada sayap dan badan kolom,

$$\phi R_{nf} = 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_y \cdot f \quad (3.6-37)$$

$$= 6,25 \cdot 2,07^2 \cdot 36$$

$$= 964,102 \text{ kips} > V_u$$

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (5k + t_{fb}) F_y \cdot t_{wc} \quad (3.6-38)$$

$$= 0,9 \cdot (5 \cdot 4,7 + 0,515) \cdot 36 \cdot 1,29$$

$$= 1003,731 \text{ kips} > V_u$$

Tidak dibutuhkan penggunaan *panel zone*

### 5.3.8 Perencanaan Pelat Dasar Fondasi

Pelat dasar fondasi berfungsi untuk menghubungkan antara kolom struktur dengan fondasi beton yang ada di bawah kolom. Pelat dasar didesain untuk menahan beban aksial tekan dan momen pada kolom.

Beban yang bekerja pada pelat dasar :

$$M_u = 12692,780 \text{ kg.m} = 1100,6955 \text{ k.in}$$

$$P_u = 376142,00 \text{ kg} = 828,5066 \text{ kips}$$

$$V_u = 6081,785 \text{ kg} = 13,396 \text{ kips}$$

Menentukan nilai eksentrisitas gaya kolom :

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1100,6955}{828,5066} = 1,3285 \text{ in} \quad (3.6-43)$$

Pada perencanaan sambungan pelat dasar dengan fondasi beton, direncanakan menggunakan baut db 1 ½ in A325X.

$$h' \approx 4,25 \cdot db = 4,25 \cdot 1 \frac{1}{2} = 6,375 \text{ in} \approx 7 \text{ in} \quad (3.6-44)$$

$$H > (dk + 2h') \quad (3.6-45)$$

Kolom lantai 1 memakai profil W14x500 dengan dk = 19,6 in dan bf = 17,01 in

$$H > (19,6 + 2 \cdot 7)$$

$$= 33,6 \text{ in,}$$

pakai H = 35 in

Menghitung lebar pelat dasar minimum (Bm) yang dibutuhkan :

$$Bm = \frac{Pu}{1,02 \cdot f'c \cdot (H - 2 \cdot e)} > bf \quad (3.6-46)$$

$$Bm = \frac{828,5066}{1,02 \cdot 2,3 \cdot (35 - 2 \cdot 1,3285)} > bf$$

$$= 18,201 \text{ in} > bf = 17,01 \text{ in}$$

$$b \approx \frac{1}{2} \cdot h$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 7 = 3,5 \text{ in}$$

$$B = 0,8 \cdot bf + 2 \cdot b \quad (3.6-47)$$

$$= 0,8 \cdot 17,01 + 2 \cdot 3,5$$

$$= 20,12 \text{ in}$$

pakai  $B = 35 \text{ in}$

Kontrol nilai eksentrisitas ( $e$ ) terhadap dimensi panjang pelat dasar ( $H$ ) :

$$e < H/6$$

Maka tebal pelat dasar adalah :

$$t \geq \left( h' \sqrt{\frac{2,27 \cdot f'c \cdot Bm}{Fy \cdot B}} \right) \quad (3.6-48)$$

$$t \geq \left( 7 \sqrt{\frac{2,27 \cdot 2,5 \cdot 18,201}{36,45}} \right)$$

$$t \geq 1,7675 \text{ in}$$

pakai  $t = 2,5 \text{ in}$

$$\text{dicoba } h = H - 2,25$$

$$= 35 - 2,25$$

$$= 32,75 \text{ in}$$

Panjang daerah tekan pada pelat dasar fondasi ( $a$ ) :

$$\begin{aligned}
 a &= h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h-H) + 2.Mtu}{1.02.f_c'.B}} \\
 &= 32,75 - \sqrt{32,75^2 - \frac{828.5066(2.42,75-35) + 2.1100.6955}{1.02.2,5.35}} \\
 &= 8,685 \text{ in}
 \end{aligned}
 \tag{3.6-50}$$

Menghitung tegangan tarik pada baut ( $T_u$ ) :

$$\begin{aligned}
 T_u &= 1,02.f_c'.B.a - P_u \\
 &= 1,02.2,5.35.8,685 - 828,5066 \\
 &= 53,370 \text{ kips}
 \end{aligned}
 \tag{3.6-51}$$

Dipakai pelat dasar PL 35 in x 35 in x 2,5 in

**Tabel 5.21 Desain Pelat Dasar Fondasi**

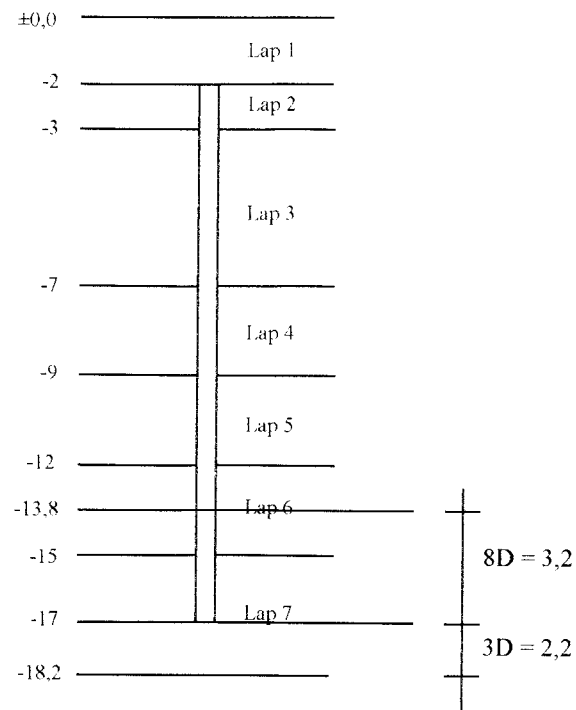
Tipe struktur	H pelat	B pelat	T pelat	d baut	$\Sigma$ baut
<i>Global braced</i>	35	35	2.5	1 1/2	4
<i>Local braced</i>	45	45	3	1 1/2	4
<i>Open frame</i>	45	45	3	1 1/2	4

Dari hasil desain ternyata diperoleh pelat dasar dengan dimensi yang terlalu besar, untuk menguranginya disarankan menggunakan pelat dengan penambahan pengaku di kedua sisinya.

### 5.3.9 Perencanaan Fondasi Tiang Pancang

#### 5.3.9.1 Perhitungan Kapasitas Tiang Tunggal

Kedalaman tiang dan data penyelidikan tanah dapat dilihat dalam Gambar 5.3 dibawah ini.



**Gambar 5.6 Kedalaman Tanah**

Sedangkan Tabel 5.28 menyajikan tentang nilai CPT dan N-SPT

**Tabel 5.22 Data Hasil Penyondiran Tanah**

Depth	N-Value	Qc (kg/cm <sup>2</sup> )	JHL (kg/cm <sup>2</sup> )
1	2	3	4
-2	2	6	-
-3	2	3	-
-4	2	4	-
-5	3	8	-
-6	3	10	-
-7	4	28	-
-8	4	10	-
-9	13	20	-
-10	13	24	-
-11	12	20	-
-12	21	76	-
-13	50	90	-
-13,8	82	94	-
-14	90	90	-
-15	100	136	-

Tabel 5.22 Lanjutan

1	2	3	4
-16	100	172	-
-17	100	180	1680
-18	100	200	-
-18,2	100	230	-

Data-data :

Diameter tiang pancang = 0.3 m

Safety Faktor (SF) = 3

a. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara *N-SPT*

Tahanan ujung ( $Q_p$ )

$$Q_p = A_p \cdot q_p \leq A_p \cdot (400 \cdot \bar{N}) \quad (3.7.2)$$

$$A_p = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ m}^2$$

$$\bar{N} = \frac{82 + 90 + 100 + 100 + 100 + 100 + 100}{7} = 96$$

$$q_p = 40 \cdot \bar{N} \cdot \frac{L_b}{D} \quad (3.7.3)$$

$$= 40 \cdot 96 \cdot \frac{15}{0,3} = 192.000 \text{ kN}$$

$$Q_p = 0,09 \cdot 192000 \leq 0,09(400 \cdot 96)$$

$$17280 \leq 3456$$

maka diambil  $Q_p$  yang kecil = 3456 kN

Tahanan selimut ( $Q_s$ )

$$A_s = (4 \cdot 0,3 \cdot 15) = 18 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_s = \frac{(2 + 2 + 2 + 2 + 3 + 3 + 4 + 4 + 13 + 13 + 12 + 21 + 50 + 82 + 90 + 100 + 100 + 100)}{17}$$

$$= 35,3529$$

$$f_{av} = 2 \cdot \bar{N}_s \quad (3.7.5)$$

$$= 2 \cdot 35,3529 = 70,7059 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = f_{av} \cdot A_s \quad (3.7.4)$$

$$= 70,7059 \cdot 18 = 1272,7062 \text{ kN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.7.17)$$

$$= 3456 + 1272,7062 = 4728,7062 \text{ kN}$$

$$Q_{Net} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.7.18)$$

$$= \frac{4728,7062}{3} = 1576,235 \text{ kN} = 160,6764 \text{ ton}$$

- b. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara *CPT*

Tahanan ujung

$$Q_c = \frac{(94 + 90 + 136 + 172 + 180 + 200 + 230)}{7} = 157,4286 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_p = A_p \cdot q_c \quad (3.7.6)$$

$$= (30 \cdot 30) \cdot 157,4286 = 141685,74 \text{ kg}$$

$$= 141,68574 \text{ ton}$$

Tahanan selimut

$$Q_s = A_s \cdot JHP \quad (3.7.7)$$

$$= (4 \cdot 30) \cdot 1680 = 201600 \text{ kg} = 201,6 \text{ ton}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.7.17)$$

$$= 141,68574 + 201,6 = 343,2857 \text{ ton}$$

$$Q_{Net} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.7.18)$$

$$= \frac{343,2857}{3} = 114,4286 \text{ ton}$$

c. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara laboratorium

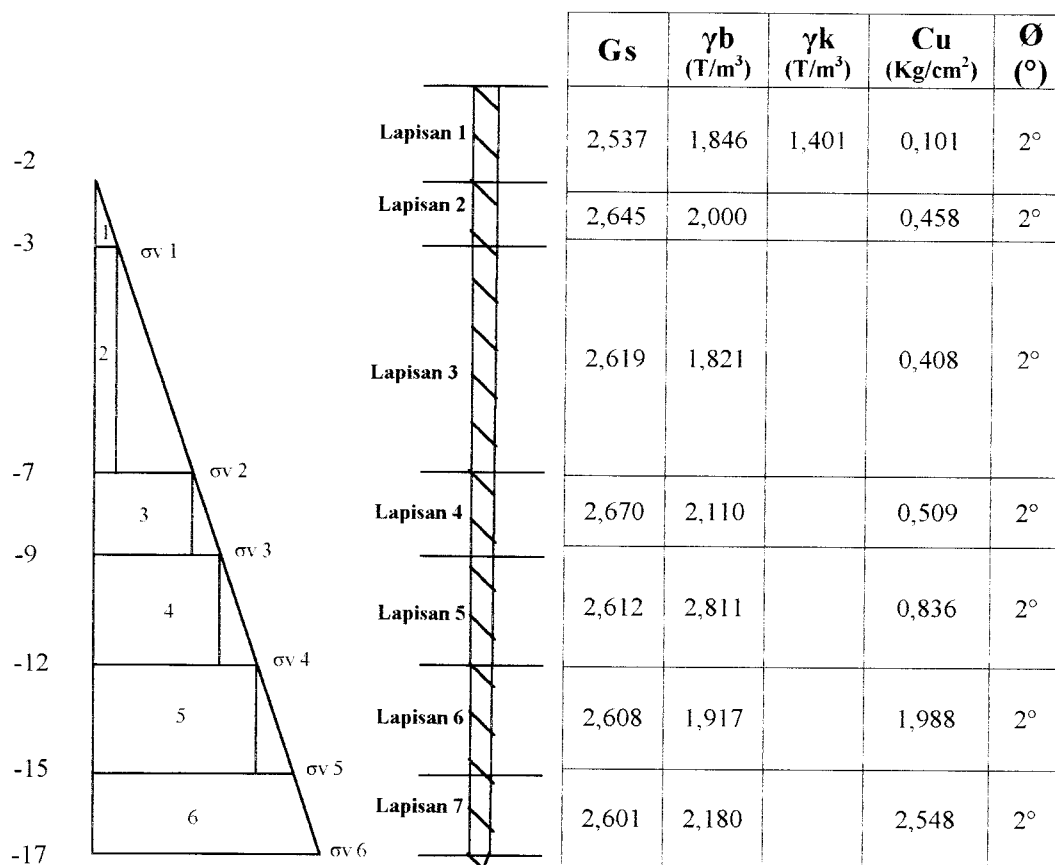
Data Tanah:

<b>Lap 1</b>	<b>Lap 2</b>	<b>Lap 3</b>
$G_s = 2,537$	$G_s = 2,645$	$G_s = 2,619$
$\gamma_b = 1,846 \text{ t/m}^3$	$\gamma_b = 2 \text{ t/m}^3$	$\gamma_b = 1,821 \text{ t/m}^3$
$\gamma_k = 1,401 \text{ t/m}^3$	$c_u = 0,4587 \text{ kg/cm}^2$	$c_u = 0,4077 \text{ kg/cm}^2$
$c_u = 0,101 \text{ kg/cm}^2$	$\phi = 2^\circ$	$\phi = 2^\circ$
$\phi = 2^\circ$		
<b>Lap 4</b>	<b>Lap 5</b>	<b>Lap 6</b>
$G_s = 2,67$	$G_s = 2,612$	$G_s = 2,608$
$\gamma_b = 2,11 \text{ t/m}^3$	$\gamma_b = 2,811 \text{ t/m}^3$	$\gamma_b = 1,917 \text{ t/m}^3$
$c_u = 0,5097 \text{ kg/cm}^2$	$c_u = 0,8359 \text{ kg/cm}^2$	$c_u = 1,9878 \text{ kg/cm}^2$
$\phi = 2^\circ$	$\phi = 2^\circ$	$\phi = 2^\circ$
<b>Lap 7</b>		
$G_s = 2,601$		
$\gamma_b = 2,18 \text{ t/m}^3$		
$c_u = 2,5484 \text{ kg/cm}^2$		
$\phi = 2^\circ$		



1. Metode  $\alpha$ Tabel 5.23 Perhitungan Tahanan Selimut ( $Q_s$ ) dengan Metode  $\alpha$ 

Depth	$A_s = A_p \cdot \Delta L$	Cu	$\alpha$	$Q_s = A_s \cdot \alpha \cdot C_u$
2 - 3	$(4 \times 0,3) \times 1 = 1,2$	45	1	54
3 - 7	$(4 \times 0,3) \times 4 = 4,8$	40	1	192
7 - 9	$(4 \times 0,3) \times 2 = 2,4$	50	1	120
9 - 12	$(4 \times 0,3) \times 3 = 3,6$	82	0,65	191,88
12 - 15	$(4 \times 0,3) \times 3 = 3,6$	195	0,28	196,56
15 - 17	$(4 \times 0,3) \times 2 = 2,4$	250	0,24	144
			$\Sigma Q_s$	898,44 kN
				91,5841 ton

2. Metode  $\lambda$ 

Gambar 5.7 Tegangan Efektif Tanah.

Maka besarnya  $\sigma_v$  dapat dihitung sebagai berikut :

$$\sigma_v1 = h1.\gamma_b1 = 1.2 = 2 \text{ t/m}^2 \quad (3.7.10)$$

$$\sigma_v2 = \sigma_v1+(h2.\gamma_b2) = 2 + (4.1,821) = 9,284 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_v3 = \sigma_v2+(h3.\gamma_b3) = 9,284 + (2.2,11) = 13,504 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_v4 = \sigma_v3+(h4.\gamma_b4) = 13,504 + (3.1,811) = 18,937 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_v5 = \sigma_v4+(h5.\gamma_b5) = 18,937 + (3.1,917) = 24,688 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_v6 = \sigma_v5+(h6.\gamma_b6) = 24,688 + (2.2,18) = 29,048 \text{ t/m}^2$$

Maka luas dapat dihitung sebagai berikut :

$$A1 = \frac{1}{2}.h1. \sigma_v1 = \frac{1}{2}.1.2 = 1 \text{ t/m} \quad (3.7.9)$$

$$A2 = \frac{1}{2}.h2. (\sigma_v1+\sigma_v2) = \frac{1}{2}.4.(2 + 9,284) = 22,568 \text{ t/m}$$

$$A3 = \frac{1}{2}.h3. (\sigma_v2+\sigma_v3) = \frac{1}{2}.2.( 9,284 + 13,504) = 22,788 \text{ t/m}$$

$$A4 = \frac{1}{2}.h4. (\sigma_v3+\sigma_v4) = \frac{1}{2}.3.( 13,504 +18,937) = 48,6615 \text{ t/m}$$

$$A5 = \frac{1}{2}.h5. (\sigma_v4+\sigma_v5) = \frac{1}{2}.3.( 18,937 + 24,688) = 65,4375 \text{ t/m}$$

$$A6 = \frac{1}{2}.h6. (\sigma_v5+\sigma_v6) = \frac{1}{2}.2.( 24,688 + 29,048) = 53,7360 \text{ t/m}$$

$$\bar{\sigma}_v = \frac{\sum Ai}{L} \quad (3.7.11)$$

$$= \frac{214,1910}{15} = 14,2794 \text{ t/m}$$

$$\bar{c}_u = \frac{\sum (c_u.i.h_i)}{L} \quad (3.7.12)$$

$$= \frac{(45.1) + (40.4) + (50.2) + (82.3) + (195.3) + (250.2)}{15} = \frac{1636}{15}$$

$$= 109,0667 \text{ kN/m}^2 = 11,1179 \text{ ton/ m}^2$$

$\lambda$  dari kedalaman 15 m = didapat  $\lambda = 0.21$

$$f_s = \lambda.(\bar{\sigma}_v + (2. \bar{c}_u)) \quad (3.7.14)$$

$$= 0.21(14,2794 + (2.11,1179))$$

$$= 7,6682 \text{ ton/ m}^2$$

$$Q_s = A_p.L.f_s \quad (3.7.13)$$

$$= (4.0,3).15.7,6682 = 138,0277 \text{ ton}$$

### 3. Metode $\beta$

**Tabel 5.24 Perhitungan Tahanan Selimut ( $Q_s$ ) dengan Metode  $\beta$**

Depth	$\emptyset$	(1-sin $\emptyset$ )	tan $\emptyset$	$\Sigma v(t/m^2)$	fav(ton)
2 – 3	2	0,9651	0,0349	1	0,0337
3 – 7	2,5	0,9564	0,0437	5,5620	0,2358
7 – 9	3	0,9477	0,0524	11,3940	0,5658
9 – 12	2,5	0,9564	0,0437	16,2205	0,6779
12 – 15	5,5	0,9042	0,0963	21,8125	1,8993
15 - 17	5,5	0,9042	0,0963	26,8680	2,3395

$$Q_s = p \sum \sigma_{vi}.L_i \quad (3.7.15)$$

$$= (4.0,3) ((0,0337.1)+(0,2358.4)+(0,5658.2)+(0,6779.3)+(1,8993.3)+$$

$$(2,3395.2))$$

$$= 17,4229 \text{ ton} = 170,9188 \text{ kN}$$

Dari ketiga metode dapat diperoleh  $Q_s$  sebagai berikut :

$$Q_{s\alpha} = 91,584 \text{ ton}$$

$$Q_{s\lambda} = 138,0275 \text{ ton}$$

$$Q_{s\beta} = 17,4229 \text{ ton}$$

$$\bar{Q}_s = \frac{Q_s \alpha + Q_s \lambda}{2} = \frac{91,5841 + 138,0275}{2}$$

$$= 114,8058 \text{ ton} = 1126,2447 \text{ kN}$$

$$Q_p = A_p \cdot N_c^* \cdot C_u \quad (3.7.1)$$

$$= (0,3)^2 \cdot 9,5 \cdot 250 = 213,75 \text{ kN} = 21,789 \text{ ton}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.7.17)$$

$$= 21,789 + 114,8058 = 136,5948 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{net}} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.7.18)$$

$$= \frac{139,5764}{3} = 45,5316 \text{ ton}$$

*Qnet* dapat disimpulkan:

$$Q_{\text{net } N\text{-SPT}} = 160,6764 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{net } CPT} = 114,4286 \text{ ton}$$

$$Q_{\text{net } Lab} = 45,5316 \text{ ton}$$

Kesimpulan :

Hasil *Qnet lab* sangat kecil dibandingkan *Qnet N-SPT* dan *Qnet SPCPT* karena dimungkinkan adanya kesalahan pengukuran dan pengujian sampel tanah.

Oleh karena itu *Qnet* yang diambil adalah *Qnet* terkecil dari nilai uji *N-spt* dan *SPT* yaitu *Qnet CPT* yaitu sebesar 114,4286 ton/tiang.

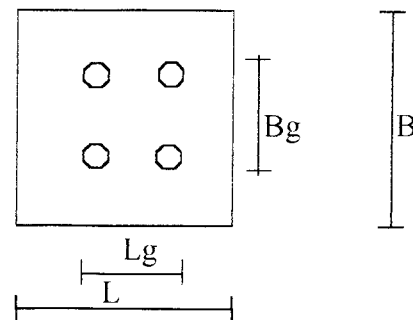
Beban rencana 1 kolom adalah  $Q_g = 376,0136 \text{ ton}$ .

dengan  $Q_{\text{ijin}} = 114,4286 \text{ ton/tiang}$ , maka dalam 1 kelompok tiang diperlukan tiang

$$\text{sebanyak } \frac{Q_g}{Q_{\text{ijin}}} = \frac{376,0136}{114,4286} = 3,286 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah.}$$

### 5.3.9.2 Analisis Daya Dukung Kelompok Tiang

Jumlah tiang pancang yang digunakan sesuai dengan hasil perhitungan sebanyak 4 tiang, dengan  $m = 2$  dan  $n = 2$  dan dapat dilihat dalam Gambar 5.8.



**Gambar 5.8 Dimensi *Pile Cap* dengan 4 Tiang**

Data :  $Q_{ijin} = 114,4286$  ton/tiang

$D = 0,3$  m

Dalam perencanaan dipakai :

Jarak antar pusat tiang ( $s$ ) =  $2,5 \cdot D = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75$  m

Jarak antara pusat tiang ketepi poer =  $1,5 \cdot D = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45$  m

$$B_g = L_g = (n-1) \cdot s + 2 \cdot \frac{D}{2} \quad (3.7.19)$$

$$= (2-1) \cdot 0,75 + 2 \cdot \frac{0,3}{2} = 1,05 \text{ m}$$

$$B = L = B_g + 2 \cdot (\text{jarak tepi tiang ke tepi poer}) \quad (3.7.20)$$

$$= 1,05 + 2(1,5 \cdot D)$$

$$= 1,05 + 2(1,5 \cdot 0,3) = 1,950 \text{ m}$$

Jumlah kapasitas dukung individual tiang

$$\sum Q_{ui} = m \cdot n \cdot (9 \cdot A_p \cdot C_u + \sum \alpha \cdot A_p \cdot C_u \cdot l) \quad (3.7.21)$$

$$= 2 \cdot 2 \cdot (9 \cdot 0,3^2 \cdot 250 + 898,44)$$

$$= 4303,760 \text{ kN} = 448,9052 \text{ ton}$$

Kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok

$$Q_u = Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2(Lg + Bg).Cu.L \quad (3.7.22)$$

$$\frac{L}{Bg} = \frac{15}{1,05} = 14,2857$$

$$\frac{Lg}{Bg} = \frac{1,05}{1,05} = 1$$

Dari persamaan  $\frac{L}{Bg}$  dan  $\frac{Lg}{Bg}$  didapat  $Nc^* = 9$  Dari grafik Bradja M Das.

$$\begin{aligned} Q_{ug} &= Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2.(Lg + Bg).Cu.L \\ &= 1,05.1,05.250.9 + \\ & 2(((1,05+1,05).45.1) + ((1,05+1,05)40.4) + ((1,05+1,05)50.2) \\ & + ((1,05+1,05)82.3) + ((1,05+1,05)95.3) + ((1,05+1,05)250.2)) \\ &= 9351,8250 \text{ kN} = 953,2951 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{ui} = 448,9052 \text{ ton} < Q_{ug} = 953,2951 \text{ ton}$$

$$Q_u \text{ dipakai terkecil} = 448,9052 \text{ ton}$$

Kontrol :

$$\text{Beban kolom } (P) = 376,0136 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{376,9052}{3} = 149,635 \text{ ton} \end{aligned} \quad (3.7.23)$$

$$Q_{all} = 149,635 \text{ ton} < P = 376,0136 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{Maka tidak aman})$$

Dengan metode trial and errors, maka digunakan 12 buah tiang dengan  $m = 4$  tiang, dan  $n = 3$  tiang.

Diketahui  $Q_{ijin} = 114,4286$  Ton/tiang

Dalam perencanaan dipakai :

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar pusat tiang (s)} &= 2,5.D = 2,5.0,3 \\ &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antara pusat tiang ketepi poer} &= 1,5.D = 1,5.0,3 \\ &= 0,45 \text{ m} \end{aligned}$$

$$L_g = (m-1).s + 2. \frac{D}{2} \quad (3.7.19)$$

$$= (4-1).0,75 + 2. \frac{0,3}{2} = 2,55 \text{ m}$$

$$B_g = (n-1).s + 2. \frac{D}{2}$$

$$= (3-1).0,75 + 2. \frac{0,3}{2} = 1,80 \text{ m}$$

$$L = L_g + 2.(\text{jarak tepi tiang ke tepi poer}) \quad (3.7.20)$$

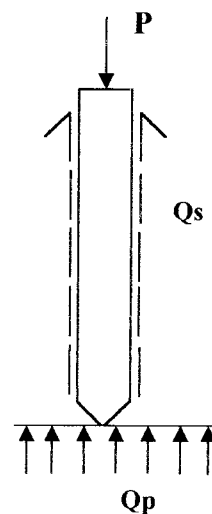
$$= 2,55 + 2(1,5.0,3) = 3,45 \text{ m}$$

$$B = B_g + 2.(\text{jarak tepi tiang ke tepi poer})$$

$$= 1,80 + 2(1,5.0,3) = 2,70 \text{ m}$$

Jumlah kapasitas dukung individual tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= (9.A_p.C_u + \sum a.A_p.C_u.L) \\ &= (9.0,3^2.250 + 898,44) \\ &= 1100,940 \text{ kN} = 112,2263 \text{ ton/tiang} \end{aligned}$$



Jumlah kapasitas dukung tiang per group

$$\sum Q_{ui} = m.n.Q_u \quad (3.7.21)$$

$$= 4.3.1100,940 \text{ kN}$$

$$= 13211,280 \text{ kN} = 1346,7156 \text{ ton/grup}$$

Kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok

$$Q_u = Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2(Lg + Bg).Cu.L \quad (3.7.22)$$

$$\frac{L}{Bg} = \frac{15}{1,80} = 8,333$$

$$\frac{Lg}{Bg} = \frac{2,55}{1,80} = 1,416$$

Didapat  $Nc^* = 9,5$  Dari grafik 7.15 Braja M Das, dapat dilihat pada daftar lampiran.

$$\begin{aligned} Q_{ug} &= Lg.Bg.Cu.Nc^* + \sum 2.(Lg+Bg).Cu.L \\ &= 2,55.1,80.250.9,5 + \\ &2(((2,55+1,80).45.1)+((2,55+1,80)40.4)+((2,55+1,80)50.2) \\ &+((2,55+1,80)82.3)+ ((2,55+1,80)95.3)+ ((2,55+1,80)250.2))) \\ &= 25134,450 \text{ kN} \\ &= 2562,1254 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{ui} = 1346,7156 \text{ ton} < Q_{ug} = 2562,1254 \text{ ton}$$

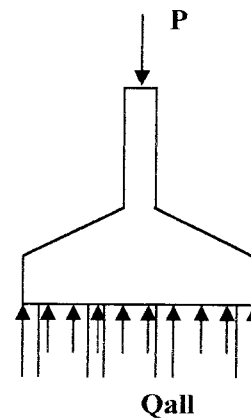
$$Q_u \text{ dipakai terkecil} = 1346,7156 \text{ ton}$$

Kontrol :

$$\text{Beban kolom} = P = 376,0136 \text{ ton}$$

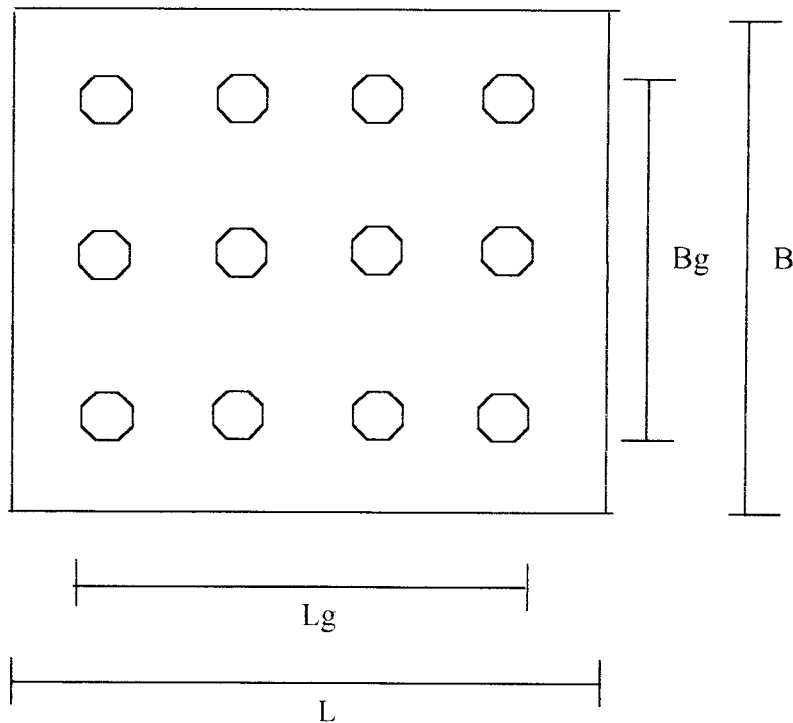
$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{1346,7156}{3} = 448,905 \text{ ton/grup} \end{aligned}$$

$$Q_{all} = 448,905 \text{ ton} > P = 376,0136 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{Maka aman})$$



Dimensi *pile cap* dengan 12 Tiang dapat dilihat dalam Gambar 5.9 di bawah ini.





**Gambar 5.9 Dimensi *Pile Cap* dengan 12 Tiang**

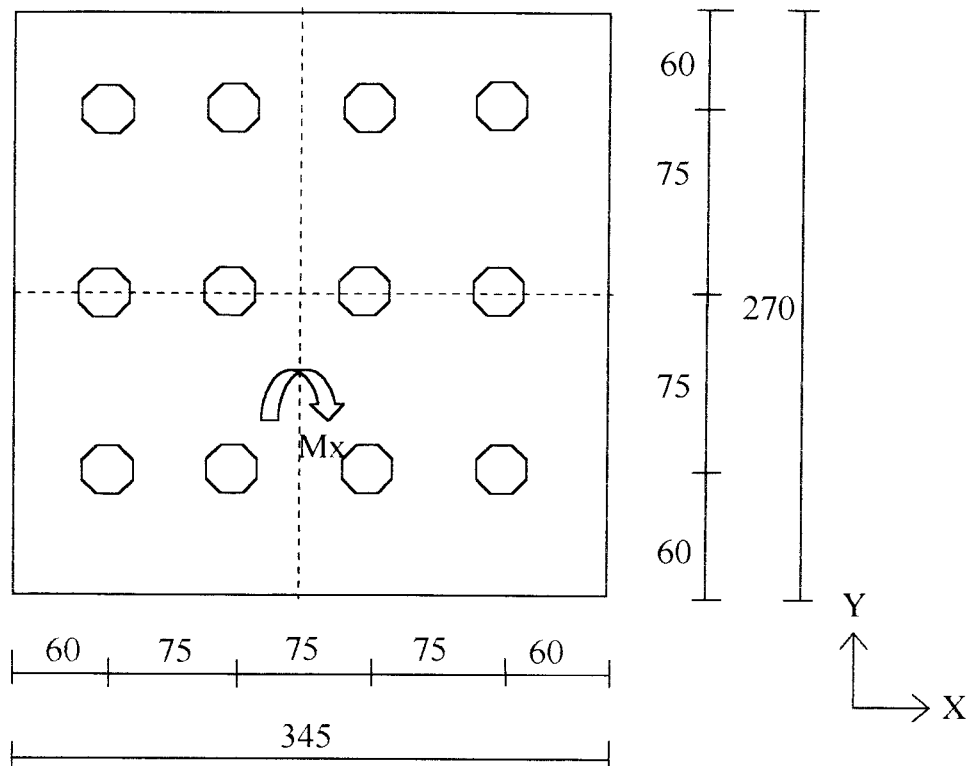
### 5.3.9.3 Perencanaan *Pile Cap*

Dalam perencanaan pondasi *pile cap* dipergunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang yang bekerja pada suatu kolom. Kolom yang dipakai dalam analisis ini adalah kolom dengan beban bekerja paling besar. Untuk konfigurasi kelompok tiang pancang dapat dilihat dalam gambar 5.7, sedangkan Gambar 5.8 menyajikan tentang reaksi tiang pancang akibat beban aksial dan momen.

Besarnya gaya pada kolom tersebut adalah:

$$P_{u,k} = 376,0136 \text{ ton} = 3688,693 \text{ kN}$$

$$M_{u,kX} = 13,99125 \text{ ton.m} = 137,254 \text{ kN.m}$$



**Gambar 5.10 Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang.**

$$\sum X^2 = (6.0,375^2) + (6.1,125^2) = 8,4375 \text{ m}^2 \quad (3.7.24)$$

Beban yang bekerja pada satu tiang

$$P_{\max} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{Mu, kX}{\sum X^2} \pm \frac{Mu, kY}{\sum Y^2} \quad (3.7.26)$$

$$\sum P = P_{u,k} + P_{\text{pile Cap}} + \text{Tanah Urug} \quad (3.7.27)$$

$$= 3688,693 + (3,45 \cdot 2,70 \cdot 1,2 \cdot 24) + \{(3,45 \cdot 2,70) - (1,1,1)\} 1,1 \cdot 18,093\}$$

$$= 4120,4624 \text{ kN}$$

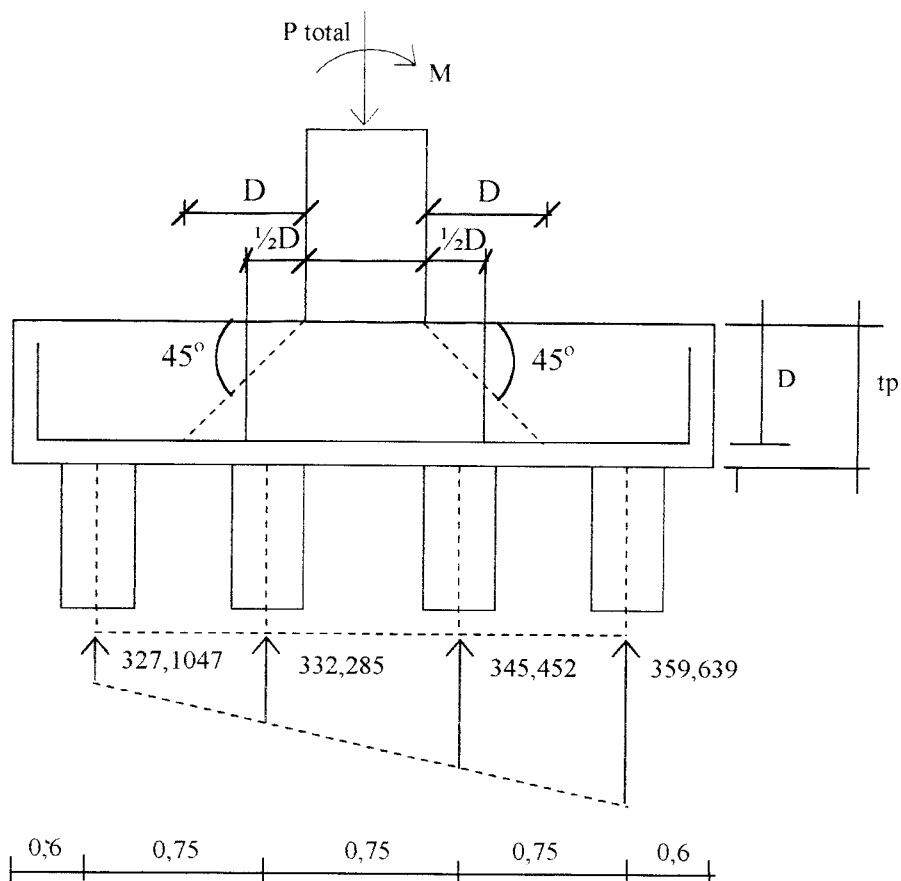
$$= 420,0267 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = \frac{4120,4624}{12} + \frac{137,254}{8,4375} + 0$$

$$= 359,639 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{4120,4624}{12} - \frac{137,254}{8,4375} - 0$$

$$= 327,1047 \text{ kN}$$



**Gambar 5.11 Reaksi Tiang Pancang Akibat Beban Aksial dan Momen.**

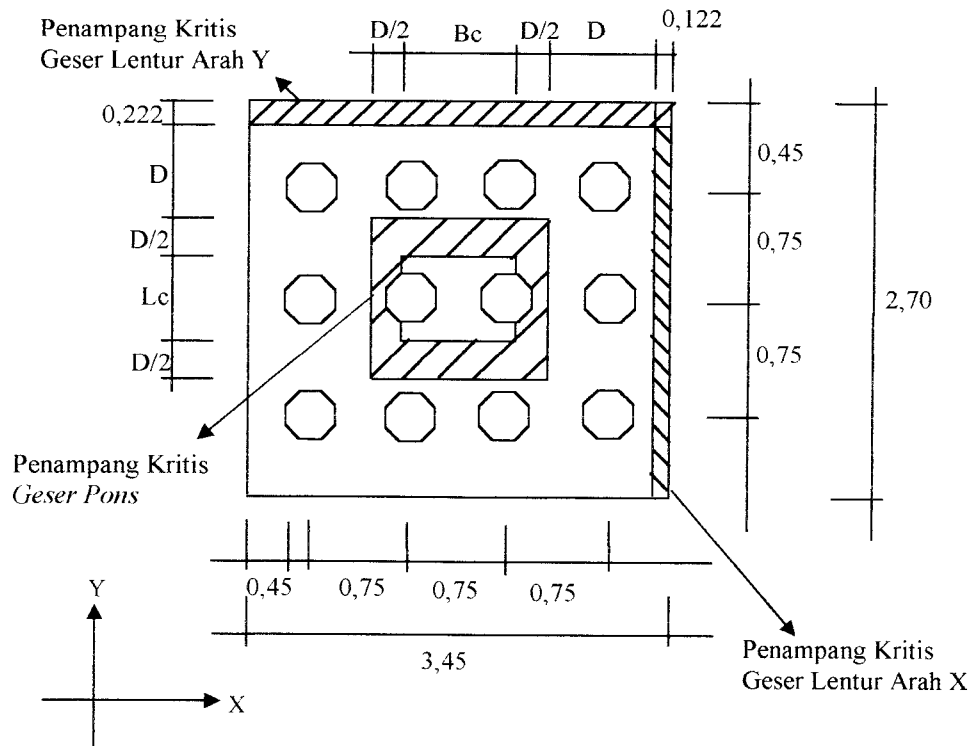
Perencanaan tebal *Pile Cap*

Untuk perencanaan penampang kritis *Pile Cap* akibat geser dalam Gambar 5.11.

Dicoba tebal *pile cap*,  $t_p = 1000 \text{ mm}$

$$D = t_p - p_b - \Phi \text{ tul} \quad (3.7.28)$$

$$= 1000 - 30 - 19 = 951 \text{ mm}$$



**Gambar 5.12 Penampang Kritis *Pile cap* akibat geser**

Kontrol geser satu arah (geser lentur)

Arah X

$$V_u = n \cdot P_{max} \quad (3.7.29)$$

$$= 3 \cdot 359,639 = 1078,917 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot D \quad (3.7.30)$$

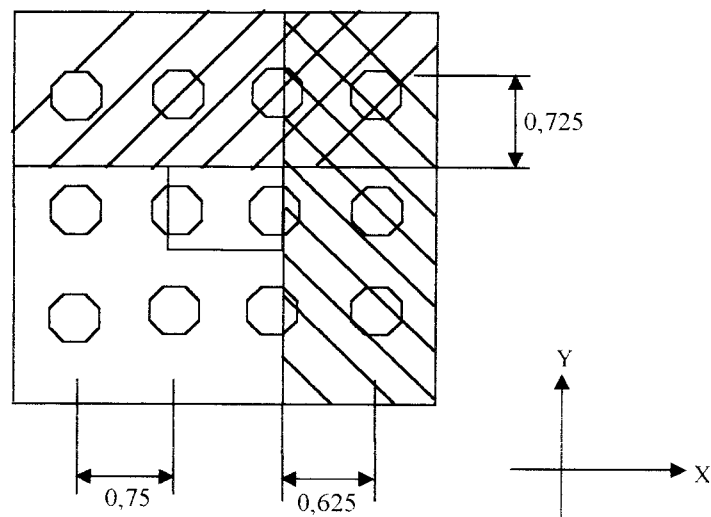
$$= \left( \frac{1}{6} \sqrt{25 \cdot 2700 \cdot 951} \right) 10^{-3} = 2139,750 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,9 \cdot 2139,750 \quad (3.7.31)$$

$$= 1925,775 \text{ kN} > V_u = 1078,917 \text{ kN}$$

### Kontrol Geser Dua Arah (*Geser Pons*)

Geser *pons* akibat beban kolom tidak terjadi dikarenakan garis geser terletak diluar *poer*. Dapat dilihat dalam Gambar 5.13 berikut ini yaitu tentang penampang kritis *pile cap* akibat momen.



**Gambar 5.13 Penampang Kritis *Pile Cap* Akibat Momen**

Momen Lentur pada Arah-X :

$$\begin{aligned} M_{u,x} &= 137,254 \cdot 0,625 \\ &= 85,784 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$d = 1000 - 30 - 19 = 951 \text{ mm} ; f_c' = 25 \text{ MPa} ; f_y = 400 \text{ Mpa} \quad (3.7.37)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.7.38)$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \beta \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.7.39)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 25}{400} 0,85 \left( \frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,02709$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,02709$$

$$= 0,02032 \quad (3.7.40)$$

$$R_n = \frac{M_u \cdot \phi}{b \cdot d^2} \quad (3.7.41)$$

$$= \frac{85,784 \cdot 10^6 \cdot 0,8}{1000 \cdot 951^2}$$

$$= 0,1186 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad (3.7.42)$$

$$= \frac{400}{0,85 \cdot 25}$$

$$= 18,8235$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{18,8235} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,1186 \cdot 18,8235}{400}} \right)$$

$$= 0,0015 < \rho_{\min}$$

$$1,33 \cdot \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$$

$$= 0,00202 < 0,0035$$

digunakan  $\rho = 0,00202$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.7.44)$$

$$= 0,00202 \cdot 1000 \cdot 951$$

$$= 1902 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan D16,  $A_{\Phi_{22}} = 201,062 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan :

$$s \leq \frac{A_{\phi 16} \cdot 1000}{A_{s_{perlu}}} \quad (3.7.45)$$

$$= \frac{201,062 \cdot 1000}{1902} = 105,711 \text{ mm, digunakan D16-100}$$

$$A_{s_{ada}} = \frac{A_{\phi 16} \cdot b}{s} = \frac{201,062 \cdot 1000}{100}$$

$$= 2010,620 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 1902 \text{ mm}^2$$

cek kapasitas lentur arah X:

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.7.47)$$

$$= \frac{2010,620 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000}$$

$$= 37,847 \text{ mm}$$

$$Mn = A_{s_{ada}} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.7.48)$$

$$= 2010,620 \cdot 400 \left( 951 - \frac{37,847}{2} \right)$$

$$= 749,621 \text{ kN.m}$$

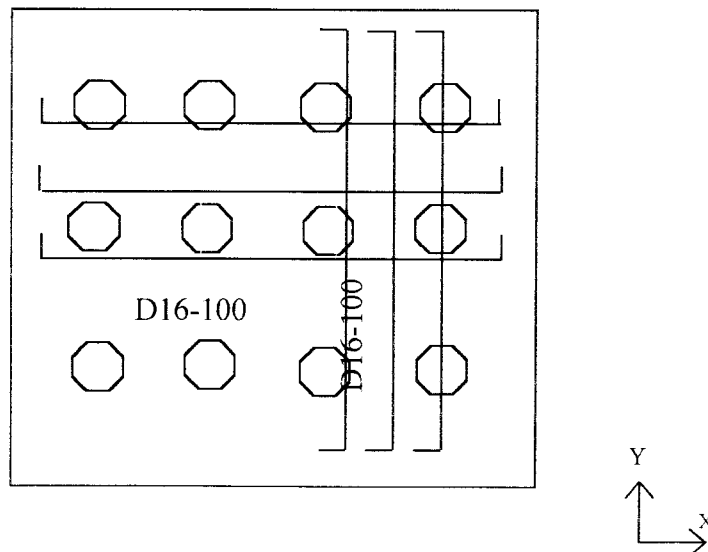
$$\phi Mn = 0,8 \cdot 749,621$$

$$= 599,696 \text{ kN.m}$$

$$\phi Mn \geq M_{u,x}$$

$$599,696 \text{ kN.m} \geq 85,784 \text{ kN.m} \dots \dots \dots (\text{Aman})$$

Pada Gambar 5.14 berikut dapat dilihat gambar penulangan *poer* pondasi.



**Gambar 5.14 Penulangan *Poer* Pondasi**



### 5.3.10 Perhitungan berat struktur

Berat struktur dalam hal ini adalah berat balok dan kolom dari struktur. Disini berat elemen struktur yang lain seperti baut sambungan, pelat sambung, panel zone, dan pelat dasar dianggap sama. Dengan perhitungan berat struktur ini akan diketahui efisiensi penggunaan profil baja.

**Tabel 5.25 Berat Balok**

Lantai	Panjang Total (m)	Open frame		Local Braced Frame		Global Braced Frame	
		Profil Pakai	Total (kg)	Profil Pakai	Total (kg)	Profil Pakai	Total (kg)
1	2	3	4	5	6	7	8
21	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
20	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
19	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
18	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
17	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
16	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
15	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
14	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
13	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
12	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
11	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
10	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
9	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
8	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
7	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
6	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
5	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
4	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
3	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
2	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
1	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
Berat total balok		387515.8644		346918.9641		319239.2458	

**Tabel 5.26 Berat Kolom**

Lantai	Panjang Total (m)	Open frame		Local Braced Frame		Global Braced Frame	
		Profil Pakai	Total (kg)	Profil Pakai	Total (kg)	Profil Pakai	Total (kg)
1	2	3	4	5	6	7	8
21	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
20	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
19	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
18	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
17	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
16	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
15	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
14	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
13	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
12	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
11	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
10	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
9	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
8	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
7	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
6	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
5	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
4	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
3	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
2	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
1	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
Berat total balok		1301952.682		966336.2415		928944.279	

Dari perhitungan tabel diatas dapat ditentukan berat profil total yang dibutuhkan untuk struktur yang didesain yaitu struktur portal baja 21 lantai :

**Tabel 5.27 Berat Total Struktur Portal 21 Lantai 3 Bentang**

Portal	Berat Balok (kg)	Berat Kolom (kg)	Berat Total Struktur (kg)
1	2	3	4
Open Frame	387515.864	1301952.68	1689468.547
Local Braced Frame	346918.964	966336.24	1313255.206
Global Braced	319239.246	928944.28	1248183.525

Maka, perbandingan nilai efisiensi antara Struktur *Open Frame* dengan Struktur *Local Braced Frame* struktur Portal Baja 21 Lantai 3 Bentang sebesar :

$$Eff = \frac{1689468,547 - 1313255,206}{1689468,547} \times 100\% = 22,268 \%$$

Perbandingan nilai efisiensi antara Struktur *Open Frame* dengan Struktur *Global Braced Frame* sebesar :

$$Eff = \frac{1689468,547 - 1248183,525}{1689468,547} \times 100\% = 26,120 \%$$

Sehingga nilai efektivitas penempatan *bracing* antara struktur *local braced frame* dengan struktur *global braced frame* diperoleh sebesar :

$$\begin{aligned} Eff &= 26,120 \% - 22,268 \% \\ &= 3,852 \% \end{aligned}$$

## BAB VI

### HASIL DAN PEMBAHASAN

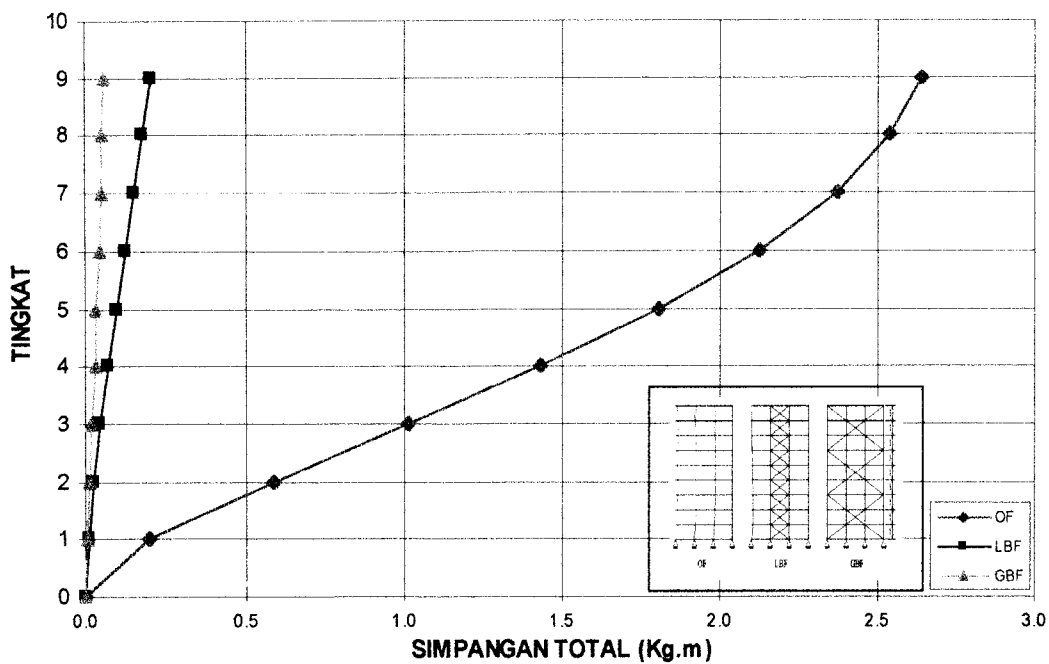
#### 6.1 Hasil Analisis

Dari hasil proses analisis dan desain struktur portal baja diperoleh bahwa terdapat perbedaan pada besar simpangan yang terjadi. Pada struktur baja *global braced frame* diperoleh nilai simpangan yang lebih kecil dibandingkan dengan struktur baja *local braced frame* pada struktur dengan tinggi yang sama. Selain itu pada struktur portal dengan bentang lebar diperoleh hasil bahwa perletakan *bracing* pada struktur portal akan mempengaruhi nilai kekakuan struktur, terbukti pada struktur portal 4 bentang dengan perletakan *bracing* yang berbeda akan diperoleh besar simpangan yang berbeda walaupun dengan berat total struktur yang sama.

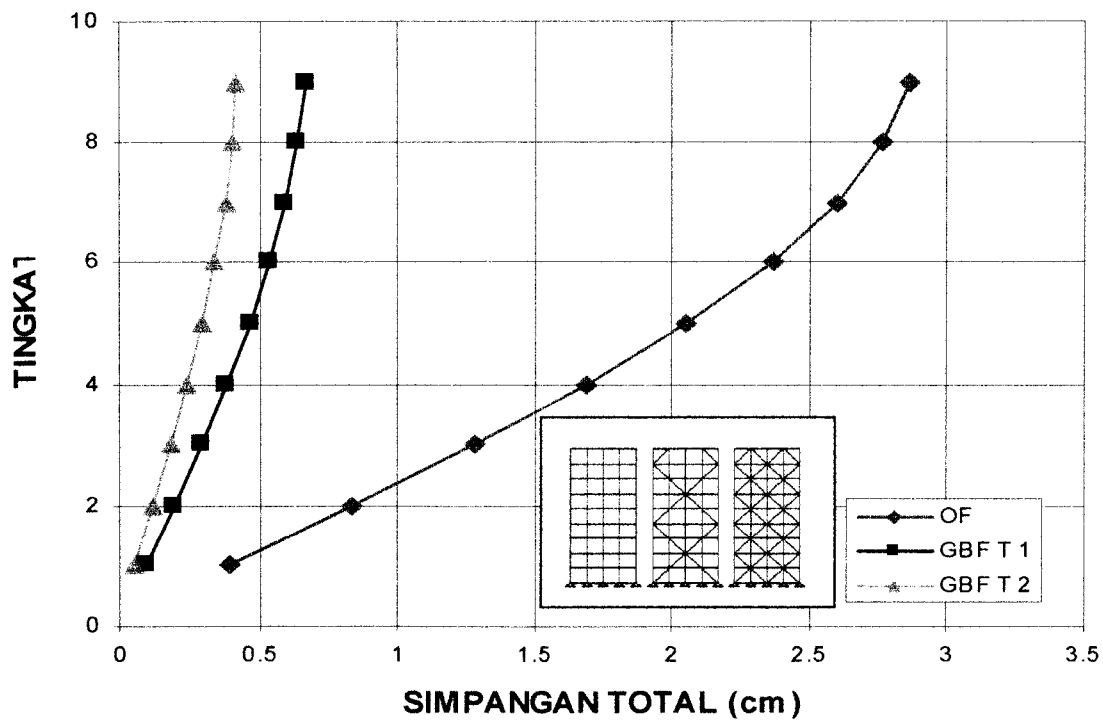
Pembahasan pada bab ini akan meliputi hasil *displacement*, momen balok, geser balok, momen kolom, gaya aksial kolom, geser kolom, simpangan antar lantai (*interstory drift*), dan profil yang dihasilkan. Istilah variasi struktur yang digunakan adalah OF untuk Struktur *open frame*, LBF untuk struktur *local braced frame* dan GBF untuk struktur *global braced frame*.

#### 6.1.1 Simpangan ( $y$ ) Struktur Akibat Beban Gempa

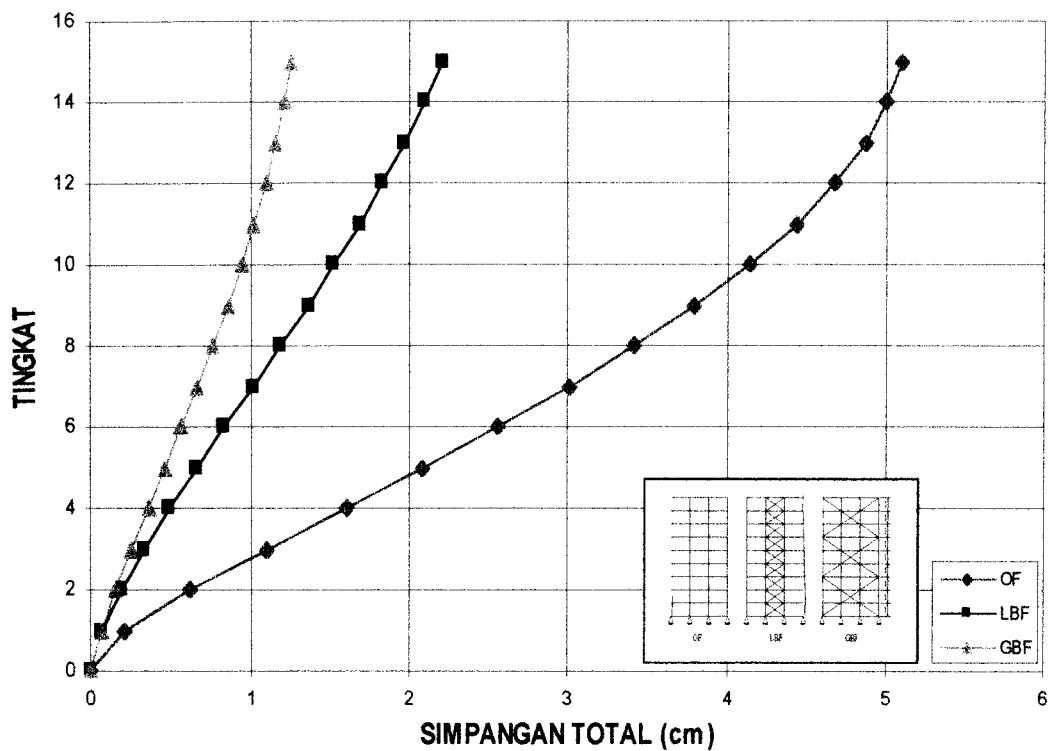
*Displacement* yang terjadi diperoleh dari output analisis struktur dapat dilihat pada grafik 6.1 sampai dengan 6.6.



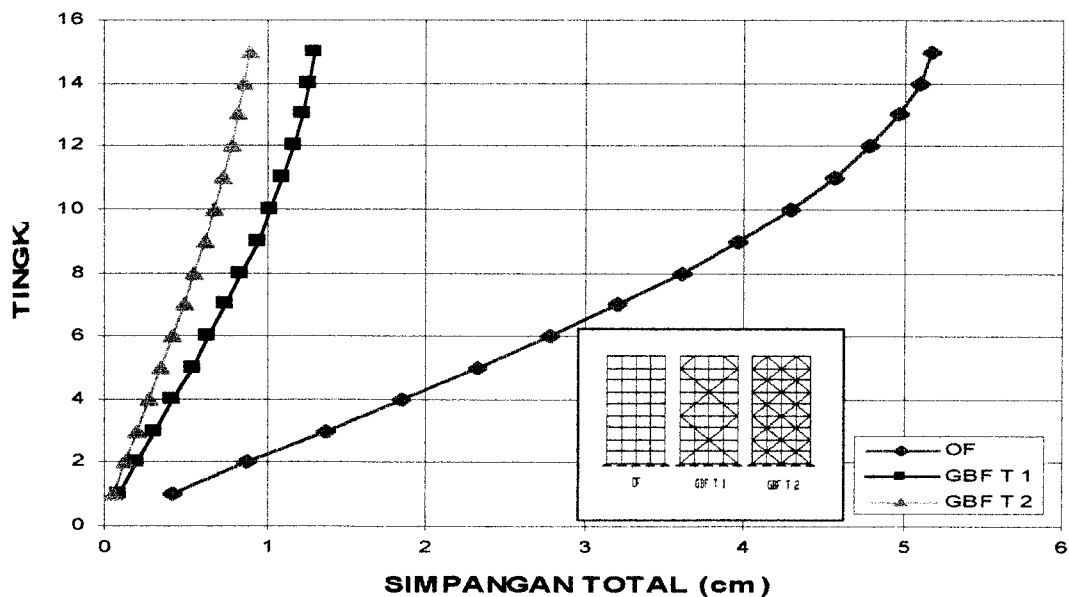
Grafik 6.1 Simpangan Total Portal 9 Lantai 3 Bentang



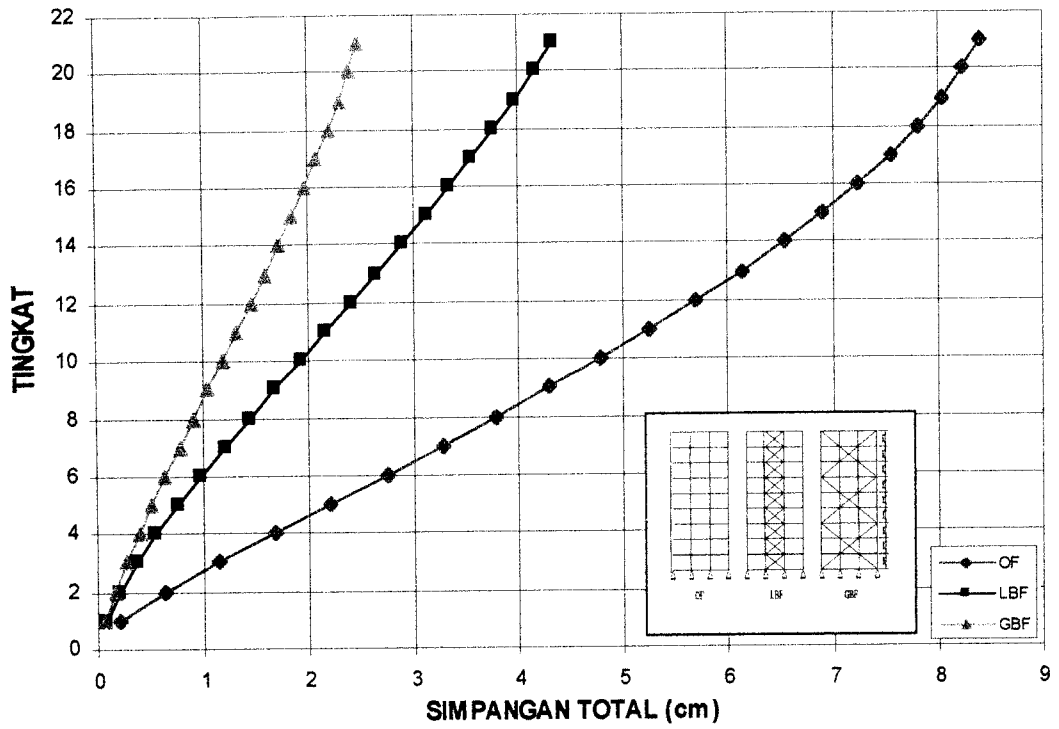
Grafik 6.2 Simpangan Total Portal 9 Lantai 4 Bentang



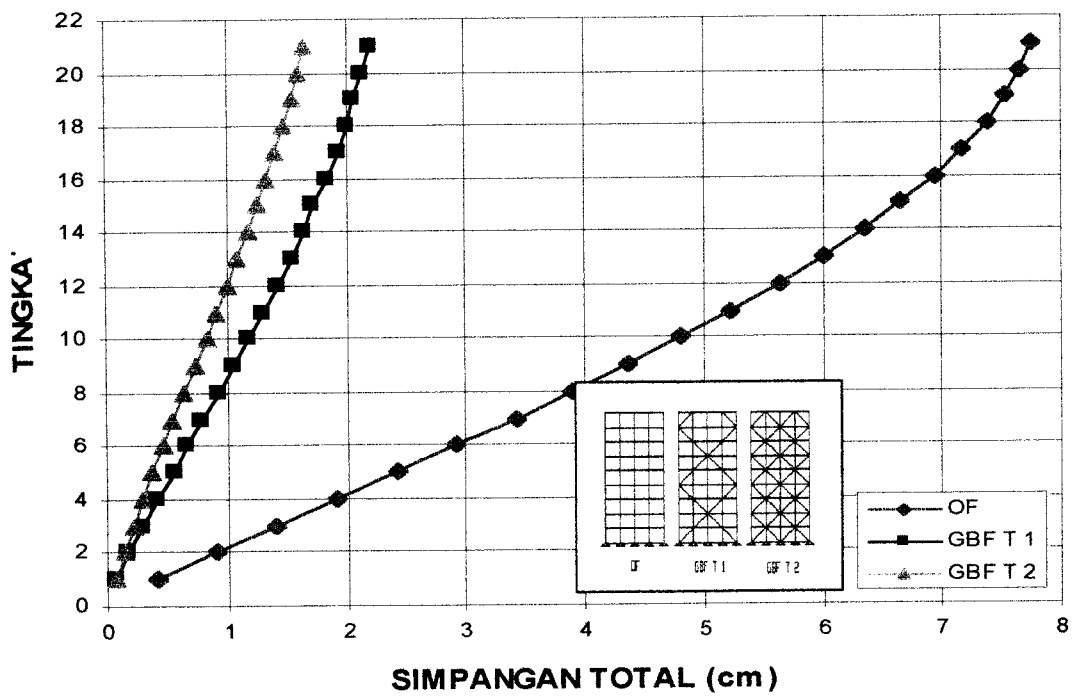
Grafik 6.3 Simpangan Total Portal 15 Lantai 3 Bentang



Grafik 6.4 Simpangan Total Portal 15 Lantai 4 Bentang



Grafik 6.5 Simpangan Total Portal 21 Lantai 3 bentang



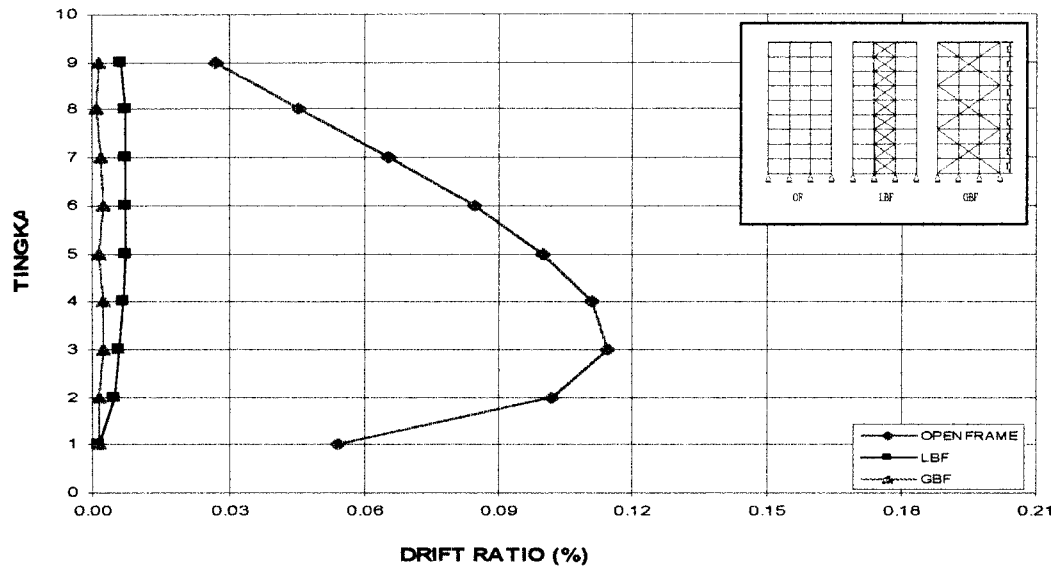
Grafik 6.6 Simpangan Total Portal 21 Lantai 4 bentang

1. Simpangan total yang terjadi akan semakin besar nilainya pada struktur dengan tingkat yang lebih tinggi.
2. Simpangan terbesar pada semua struktur dengan variasi tingkat yang berbeda terjadi pada portal *open frame*, baik pada portal 3 bentang maupun portal 4 bentang.
3. Semakin tinggi tingkat suatu portal, perbedaan nilai simpangan struktur antara *open frame* dengan *local braced frame* semakin kecil, hal ini dikarenakan pada struktur bertingkat tinggi perilaku struktur semakin mendekati elastis sehingga penggunaan *local brace* dianggap tidak lagi efektif pada struktur yang relatif tinggi dan cenderung langsing.
4. Variasi perletakan *bracing* pada struktur akan memberikan nilai simpangan yang berbeda pada bentuk struktur yang sama dengan berat dan pemakaian profil yang sama, ini terlihat pada struktur *local braced frame* 3 bentang yang dibandingkan dengan *global braced frame*, terbukti nilai simpangan yang terjadi relatif cukup besar perbedaannya.

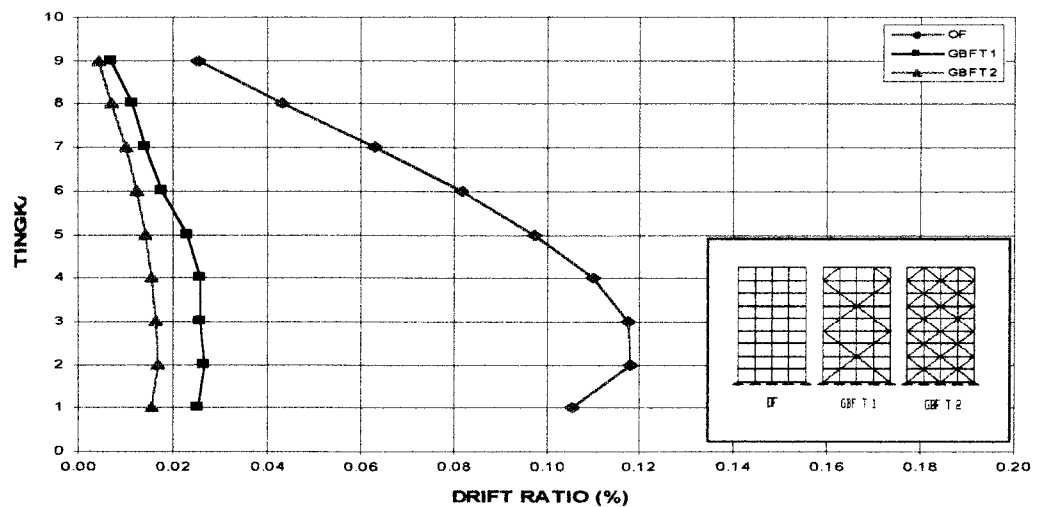


### 6.1.2 Inter story drift ratio

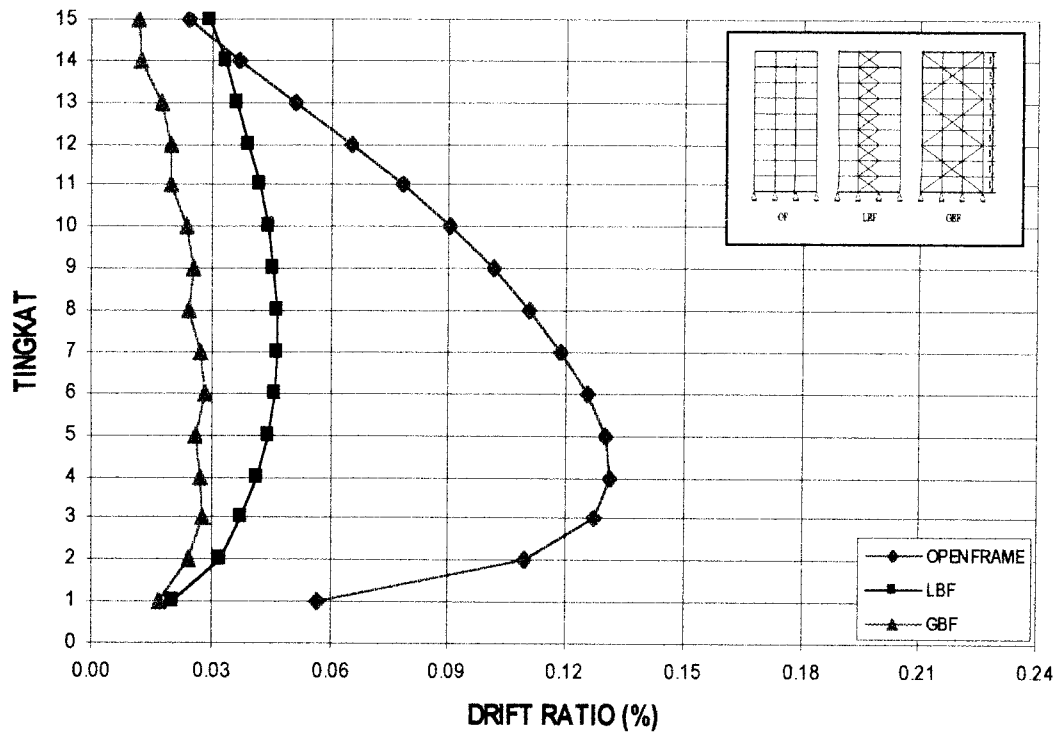
*Inter story drift ratio* adalah simpangan yang terjadi antar lantai pada struktur. Grafik inter story drift ratio akibat beban gempa dengan metode statik ekuivalen dapat dilihat pada grafik berikut ini :



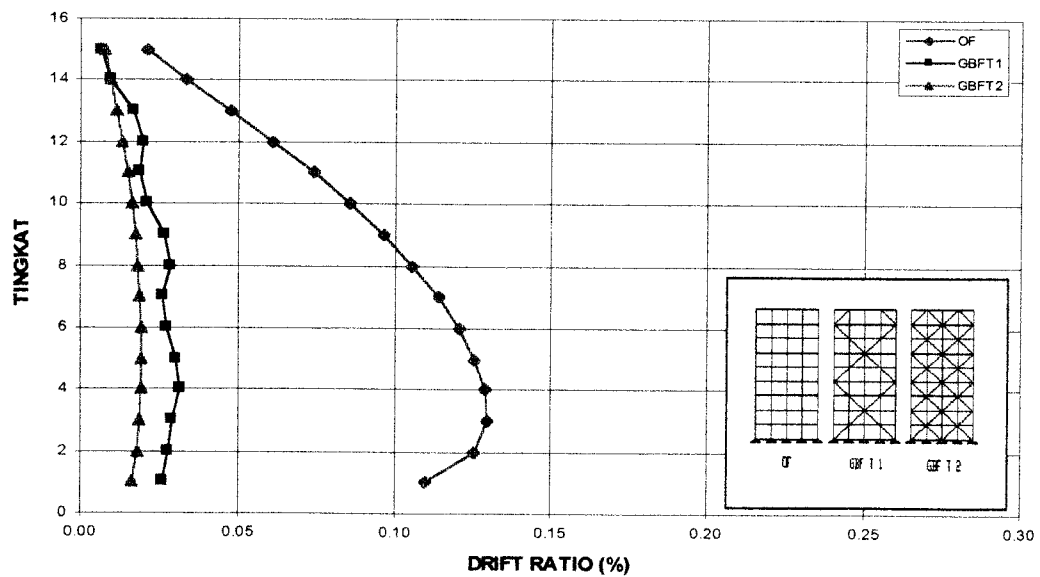
**Grafik 6.7 Inter Story Drift Ratio Portal 9 Lantai 3 Bentang**



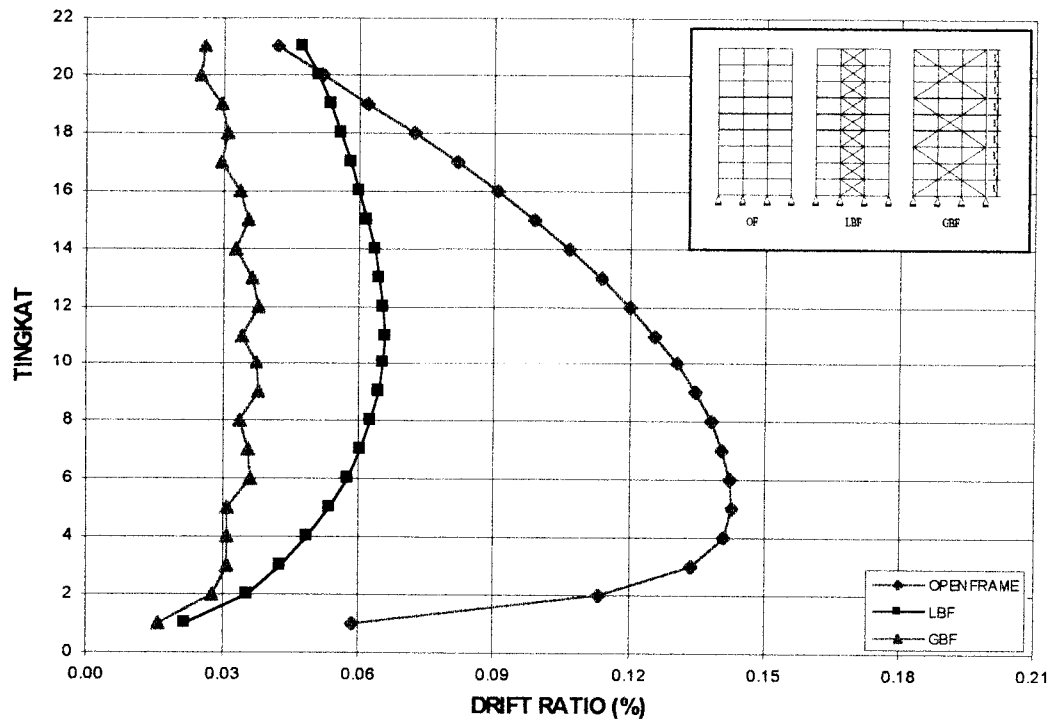
**Grafik 6.8 Inter Story Drift Ratio Portal 9 Lantai 4 Bentang**



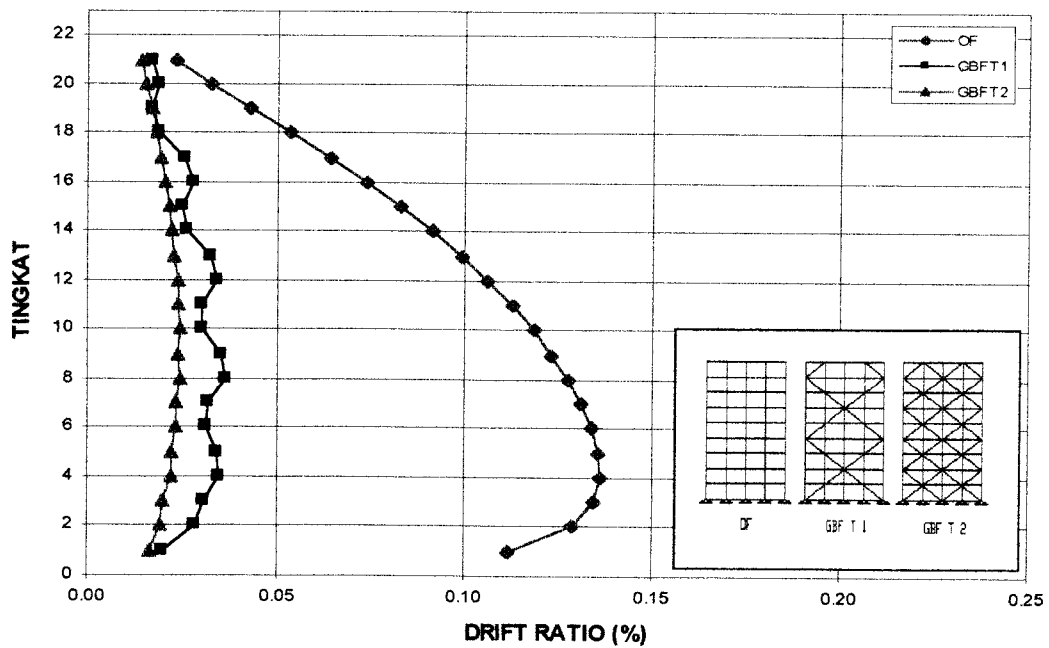
Grafik 6.9 Inter Story Drift Ratio Portal 15 Lantai 3 Bentang



Grafik 6.10 Inter Story Drift Ratio Portal 15 Lantai 4 Bentang



**Grafik 6.11 Inter Story Drift Ratio Portal 21 Lantai 3 Bentang**

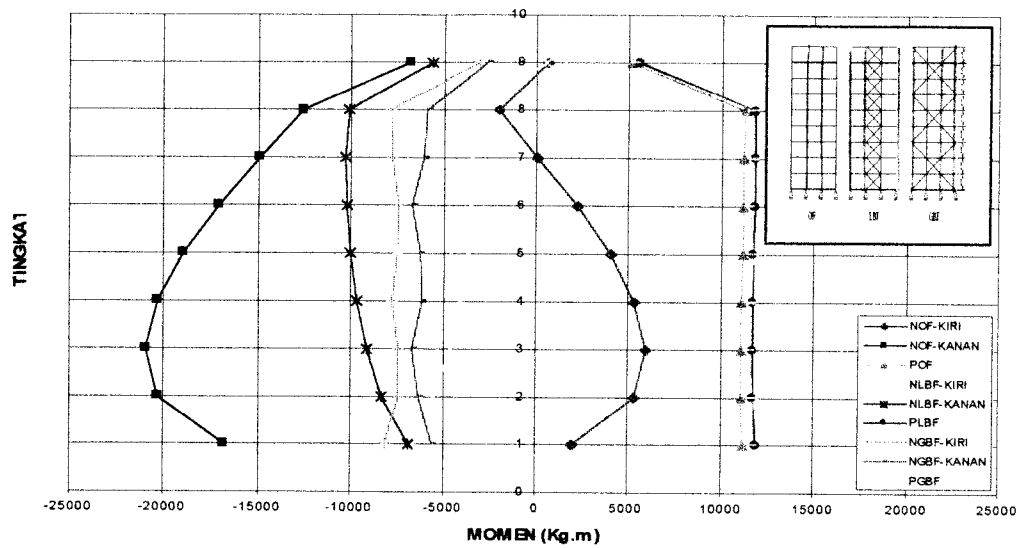


**Grafik 6.12 Inter Story Drift Ratio Portal 21 Lantai 4 Bentang**

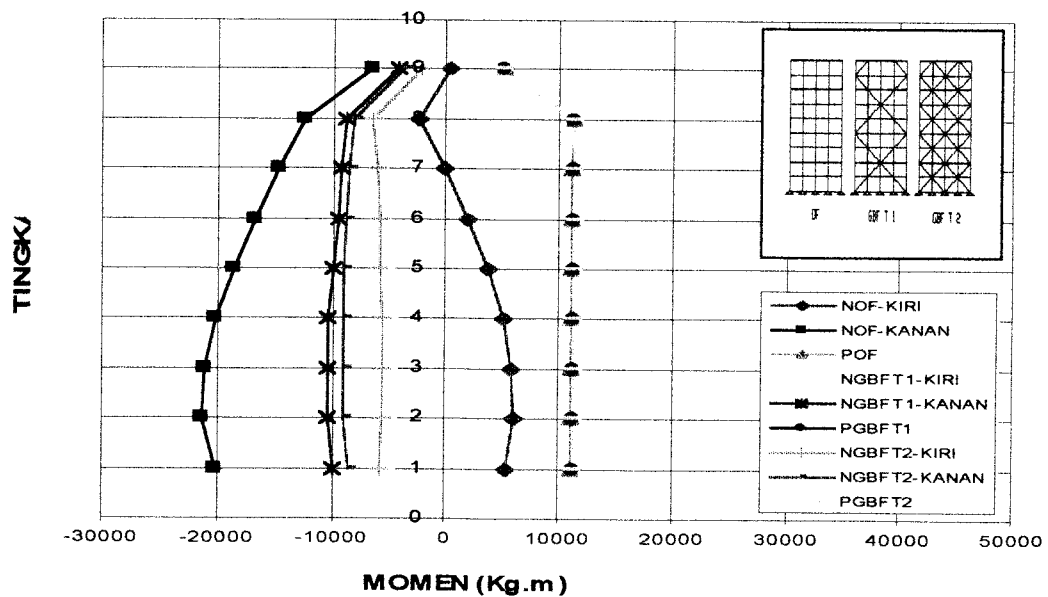
1. Nilai *inter story drift* pada tiap variasi struktur masih memenuhi syarat nilai maksimum rasio simpangan antar tingkat sebesar 0,5 %.
2. *Inter story drift* yang terjadi pada struktur open frame relatif lebih besar dibandingkan struktur *local braced frame* maupun struktur *global braced frame*, hal ini dikarenakan besar kecilnya nilai *inter story drift* yang terjadi sangat dipengaruhi oleh besarnya kekakuan tingkat pada struktur, dari analisis terlihat struktur *bracing* mempunyai kekakuan yang lebih besar dibandingkan dengan struktur *open frame*.
3. Pemilihan ukuran profil yang digunakan akan mempengaruhi nilai kekakuan struktur pada tiap tingkat, hal ini dikarenakan tiap profil memiliki nilai inersia yang berbeda. Sehingga diusahakan pemilihan profil selalu berurutan linier.
4. Semakin tinggi struktur, selisih momen dan geser antara struktur *open frame* dengan struktur *local braced frame* semakin kecil. Hal ini menunjukkan bahwa penggunaan *local bracing* pada struktur yang tinggi tidak menghasilkan pengurangan momen dan geser yang signifikan.

### 6.1.3 Momen Dan Geser Balok

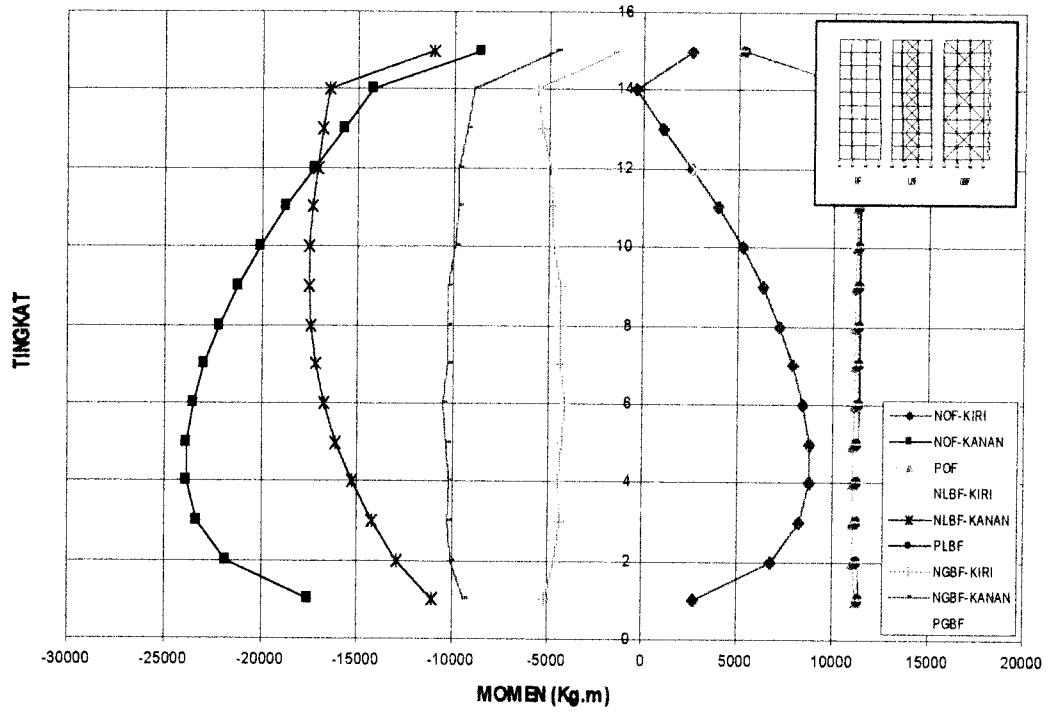
Momen balok merupakan bentuk perlawanan struktur terhadap gaya luar yang bekerja pada struktur. Perbandingan momen dan geser pada balok dapat dilihat pada grafik berikut ini :



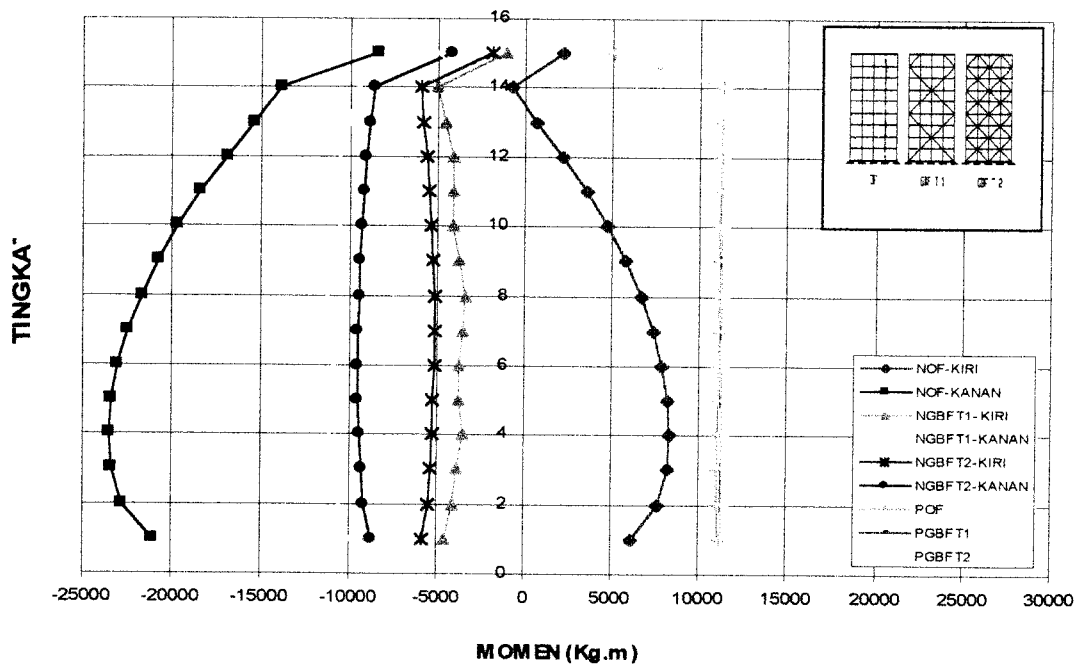
Grafik 6.13 Momen Balok Tepi Portal 9 Lantai 3 Bentang



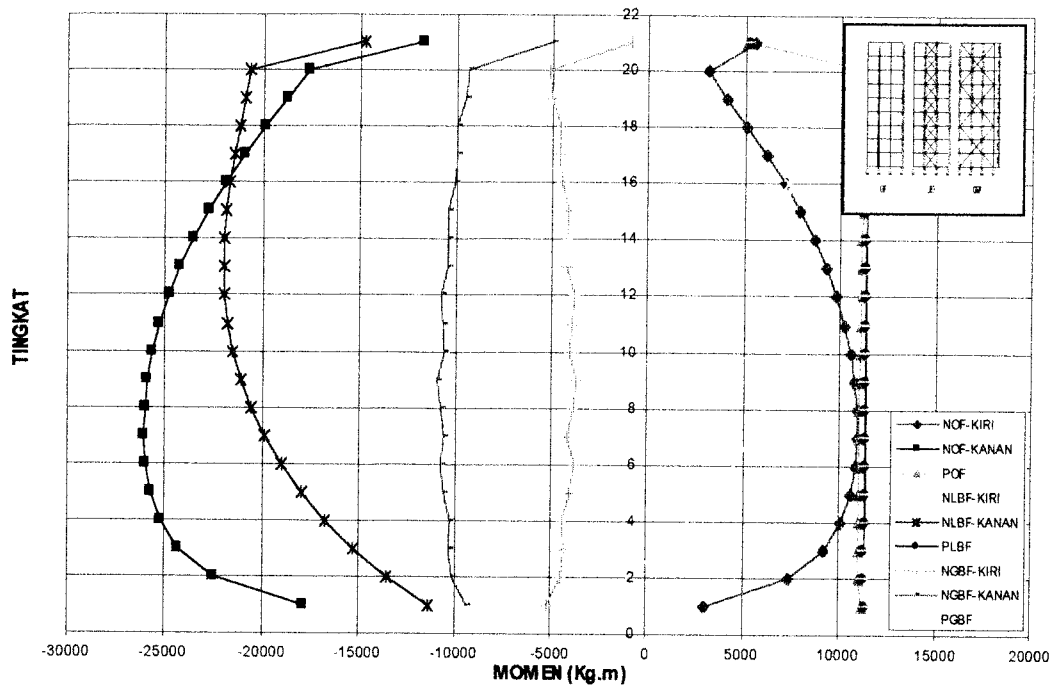
Grafik 6.14 Momen Balok Tepi Portal 9 Lantai 4 Bentang



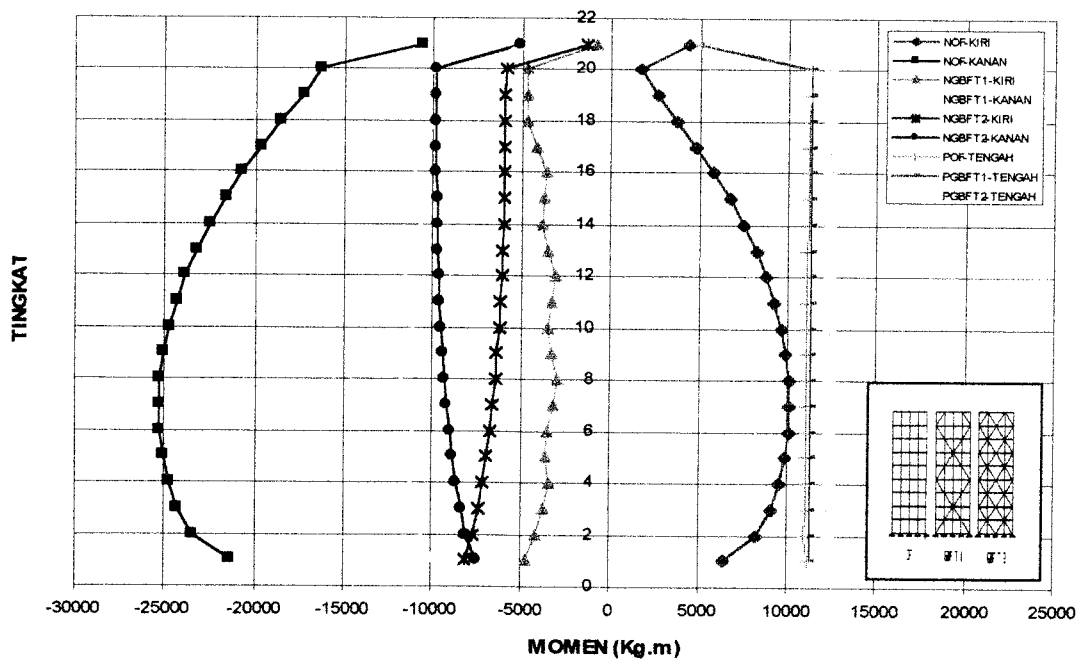
Grafik 6.15 Momen Balok Tepi Portal 15 Lantai 3 Bentang



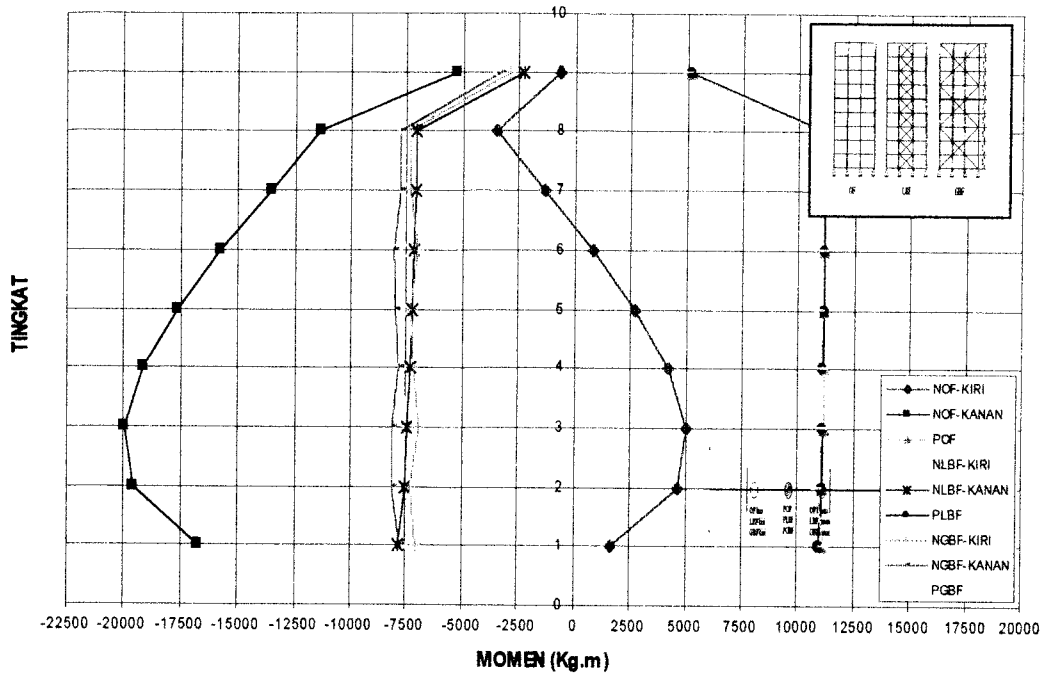
Grafik 6.16 Momen Balok Tepi Portal 15 Lantai 4 Bentang



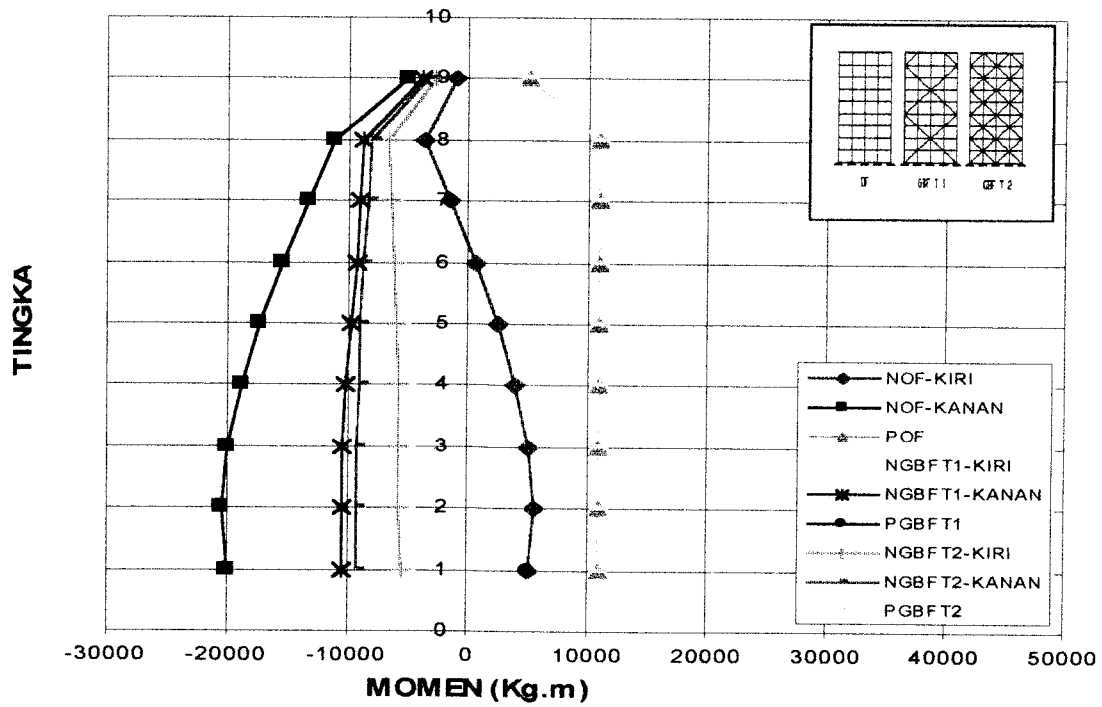
Grafik 6.17 Momen Balok Tepi Portal 21 Lantai 3 Bentang



Grafik 6.18 Momen Balok Tepi Portal 21 Lantai 4 Bentang

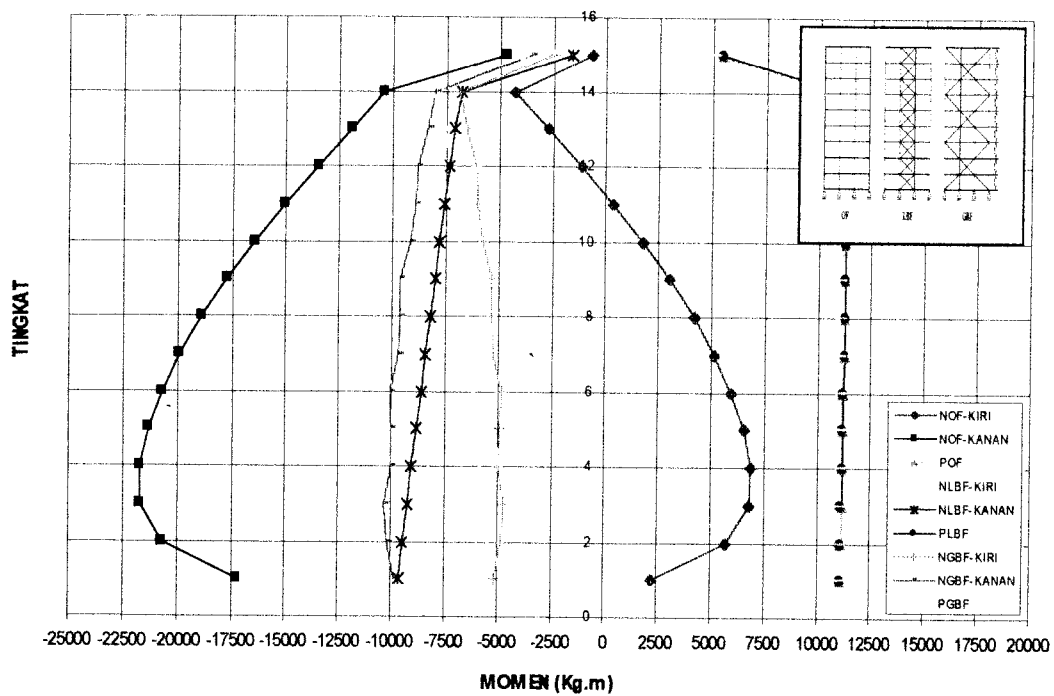


Grafik 6.19 Momen Balok Tengah Portal 9 Lantai 3 Bentang

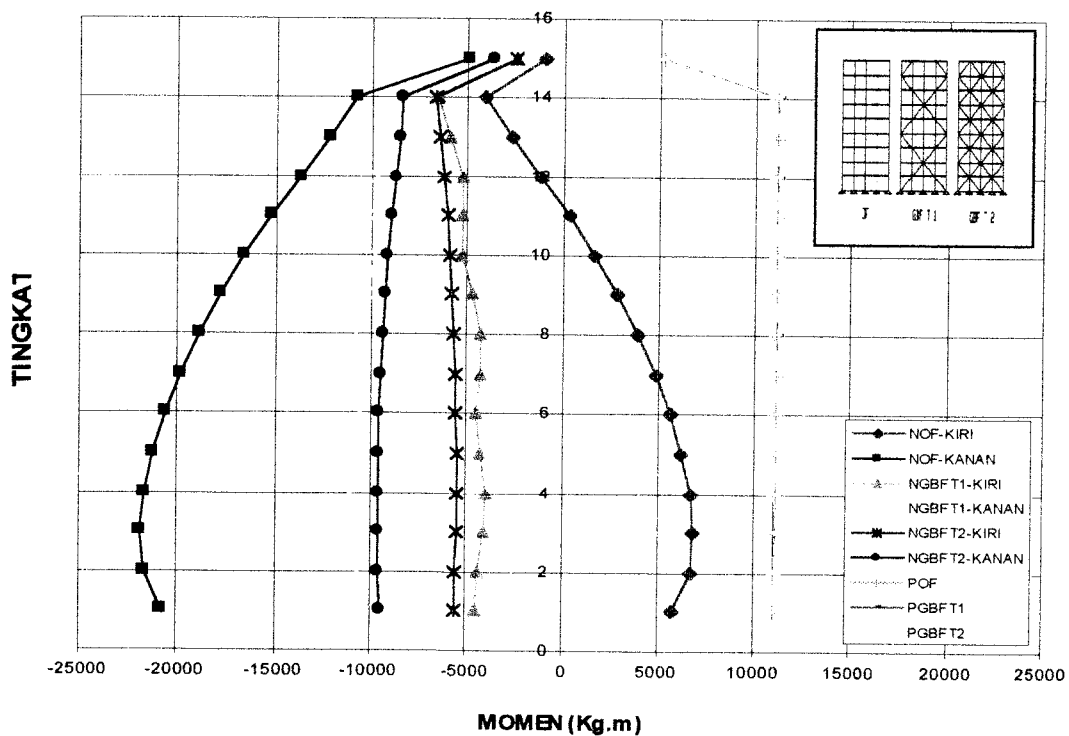


Grafik 6.20 Momen Balok Tengah Portal 9 Lantai 4 Bentang

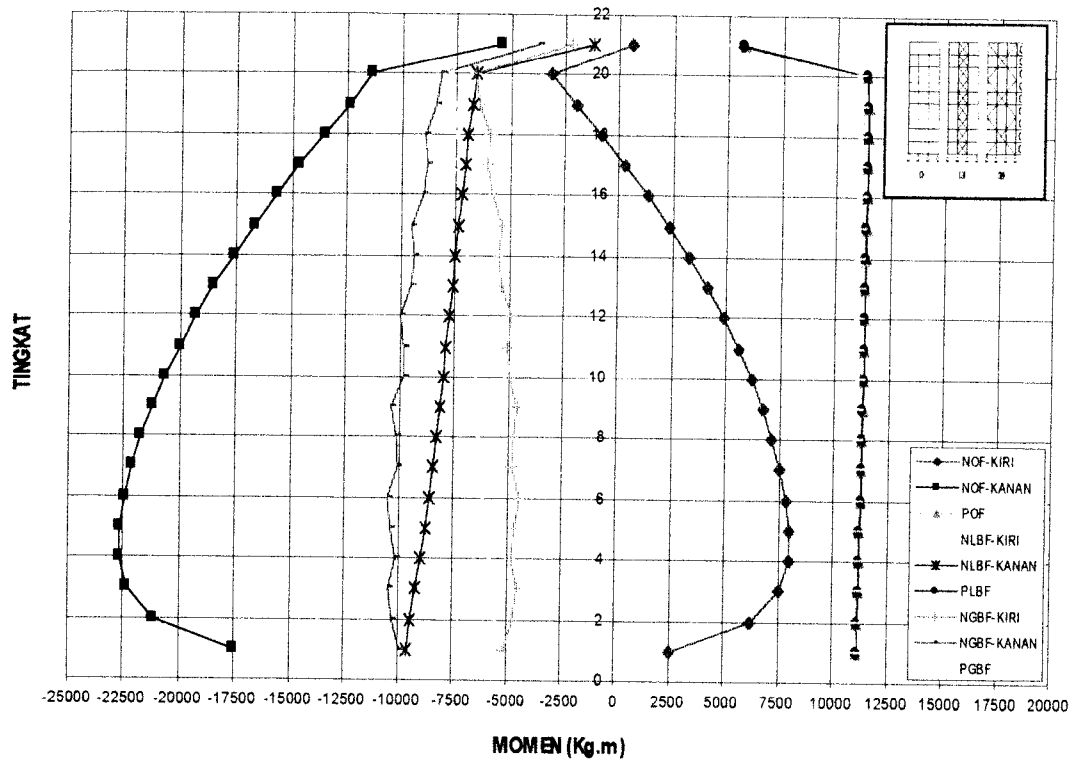




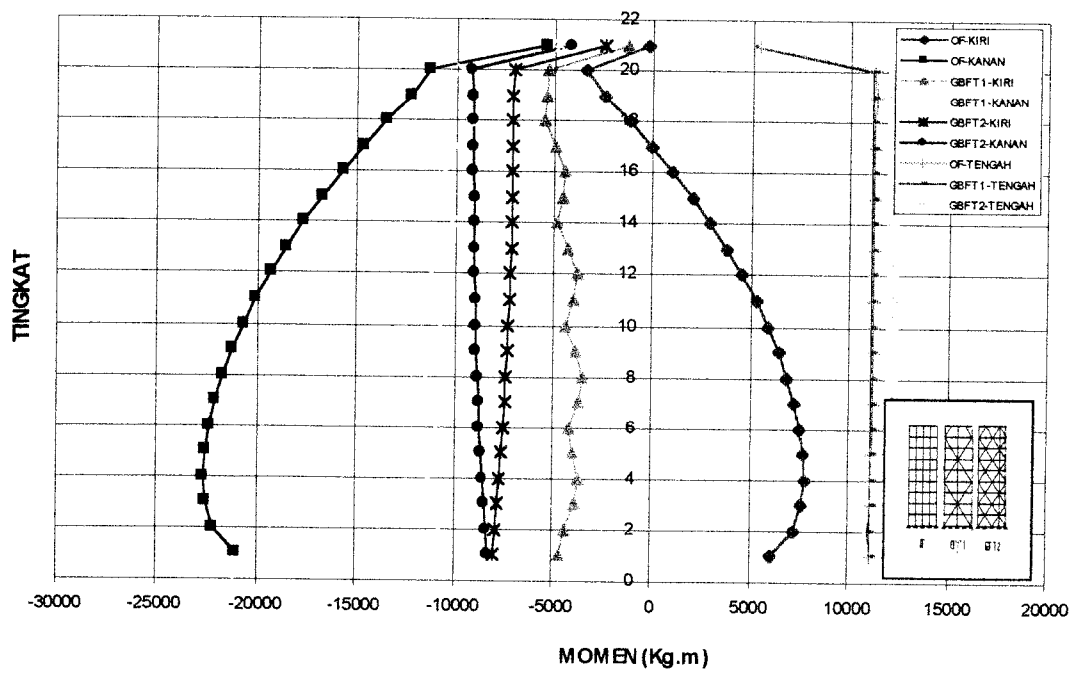
Grafik 6.21 Momen Balok Tengah Portal 15 Lantai 3 Bentang



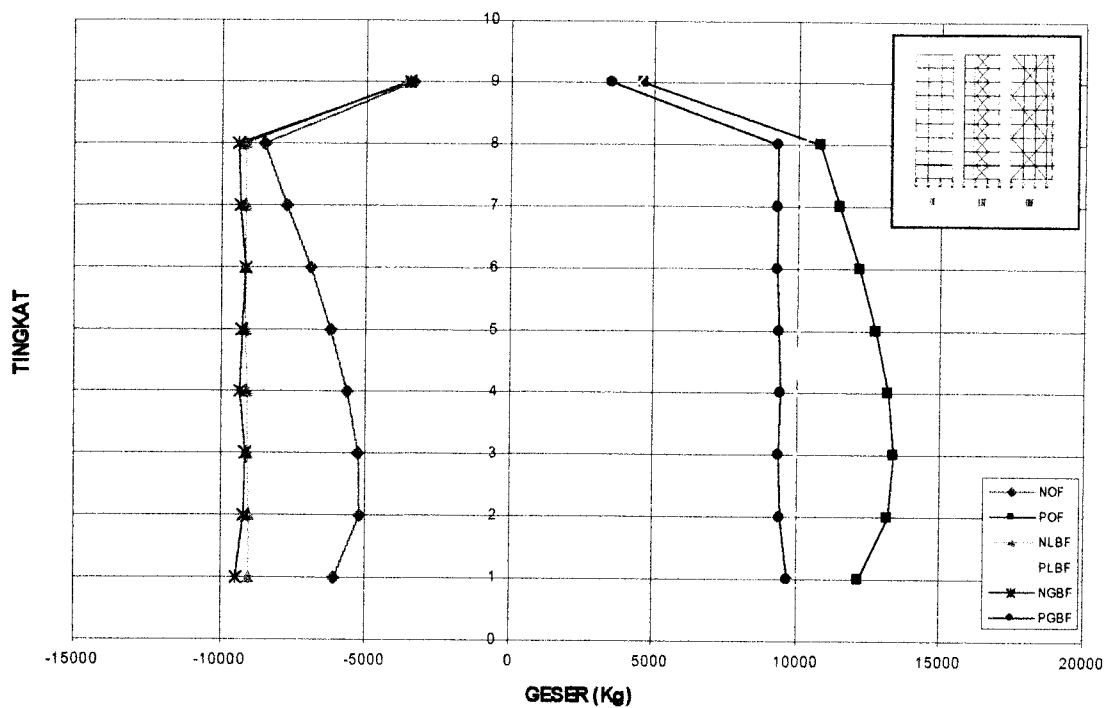
Grafik 6.22 Momen Balok Tengah Portal 15 Lantai 4 Bentang



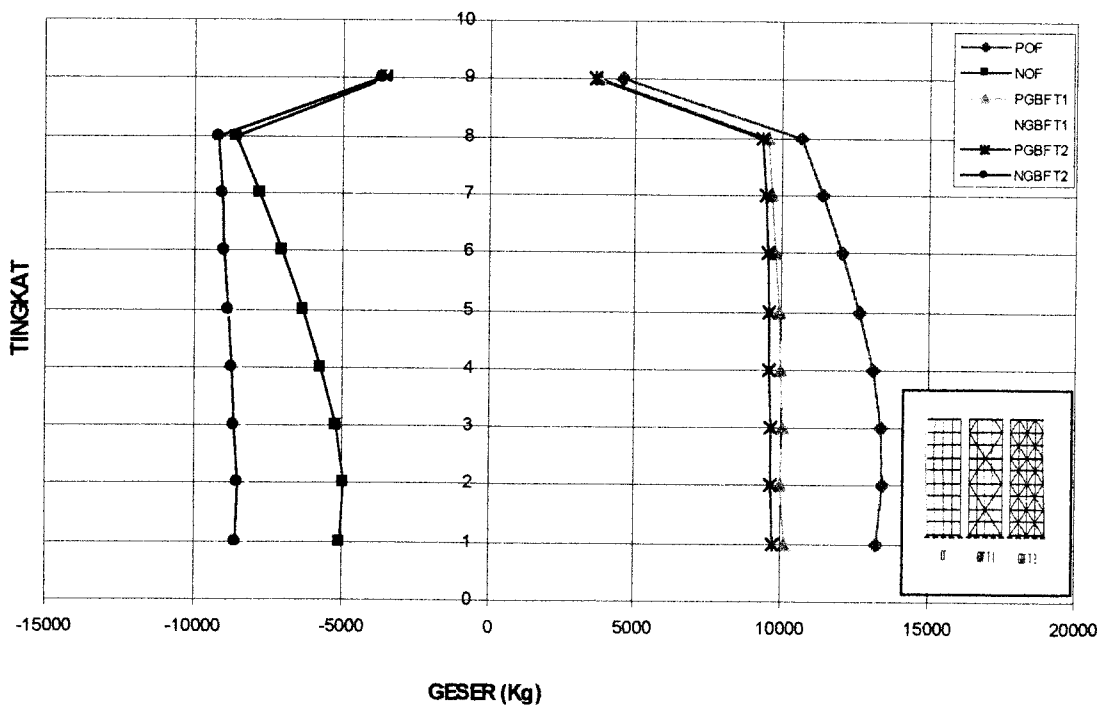
Grafik 6.23 Momen Balok Tengah Portal 21 Lantai 3 Bentang



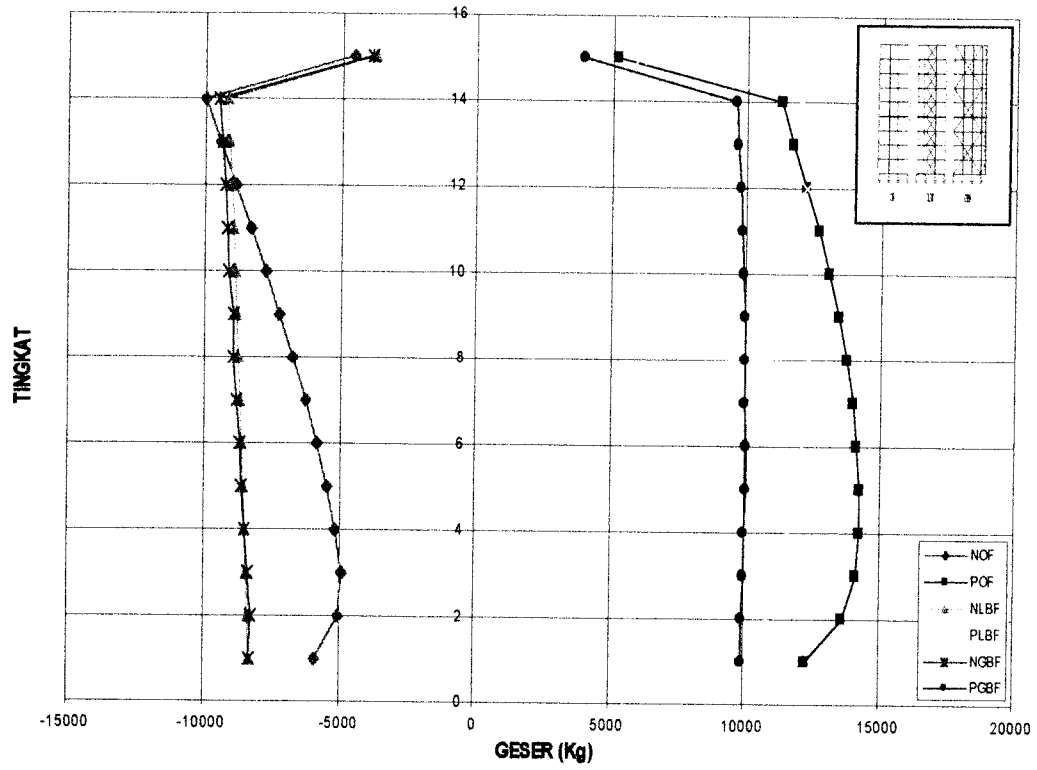
Grafik 6.24 Momen Balok Tengah Portal 21 Lantai 4 Bentang



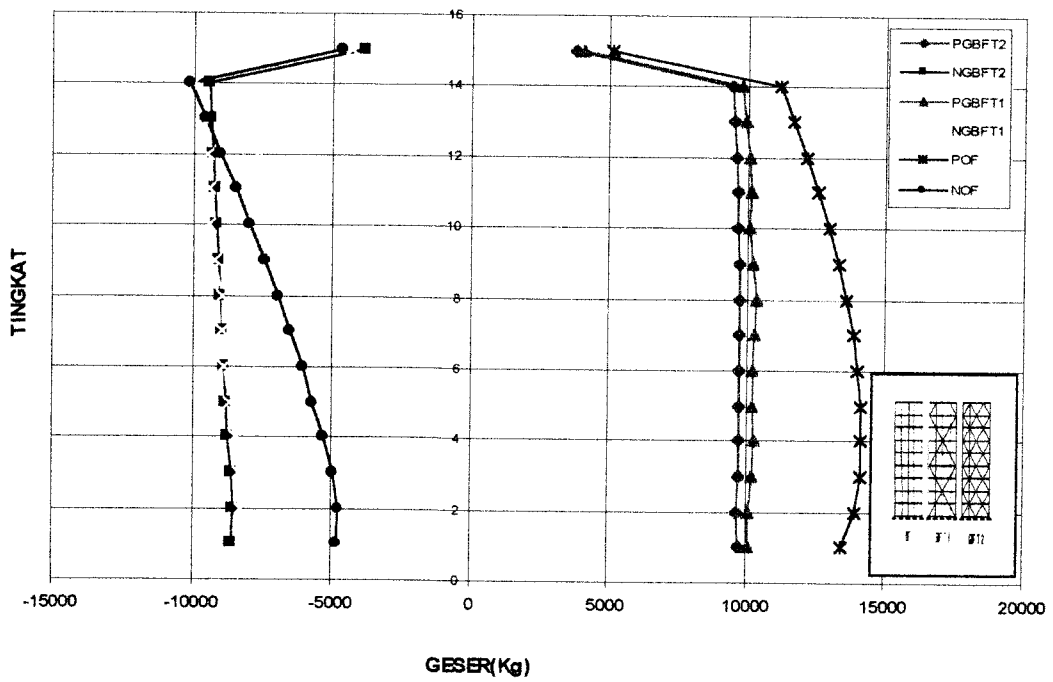
Grafik 6.25 Geser Balok Portal 9 Lantai 3 Bentang



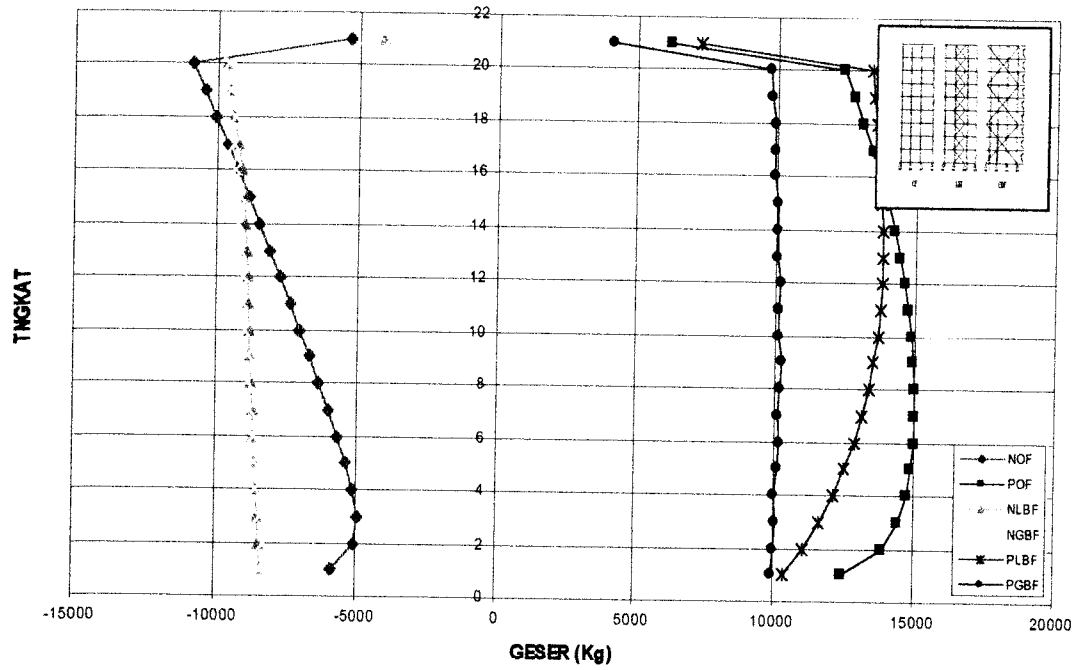
Grafik 6.26 Geser Balok Portal 9 Lantai 4 Bentang



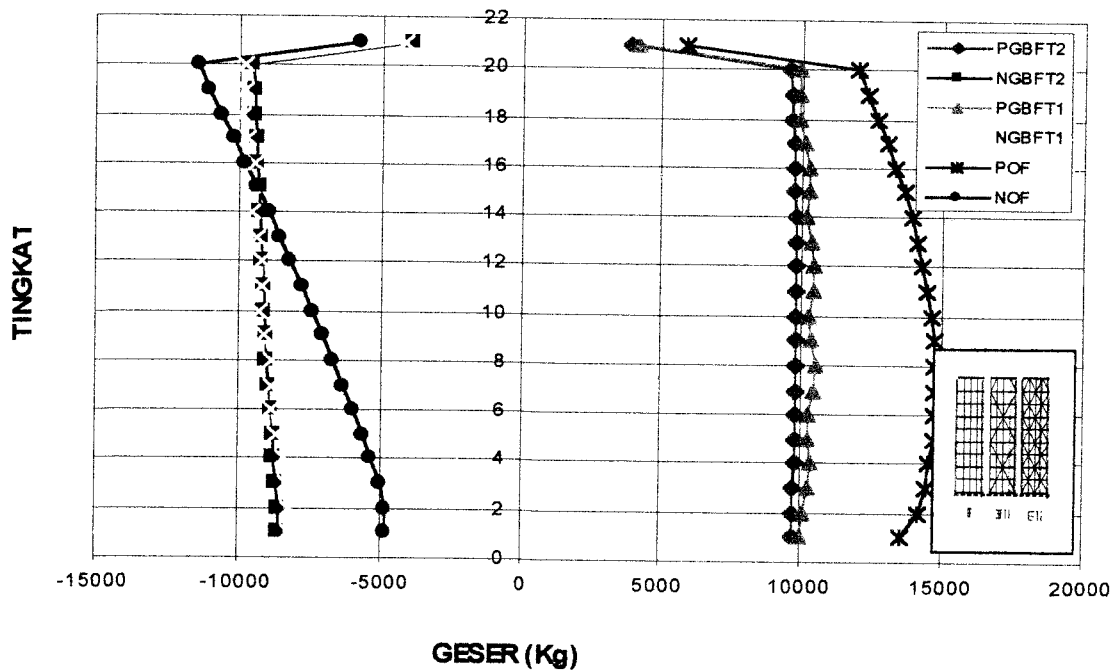
Grafik 6.27 Geser Balok Portal 15 Lantai 3 Bentang



Grafik 6.28 Geser Balok Portal 15 Lantai 4 Bentang



Grafik 6.29 Geser Balok Portal 21 Lantai 3 Bentang



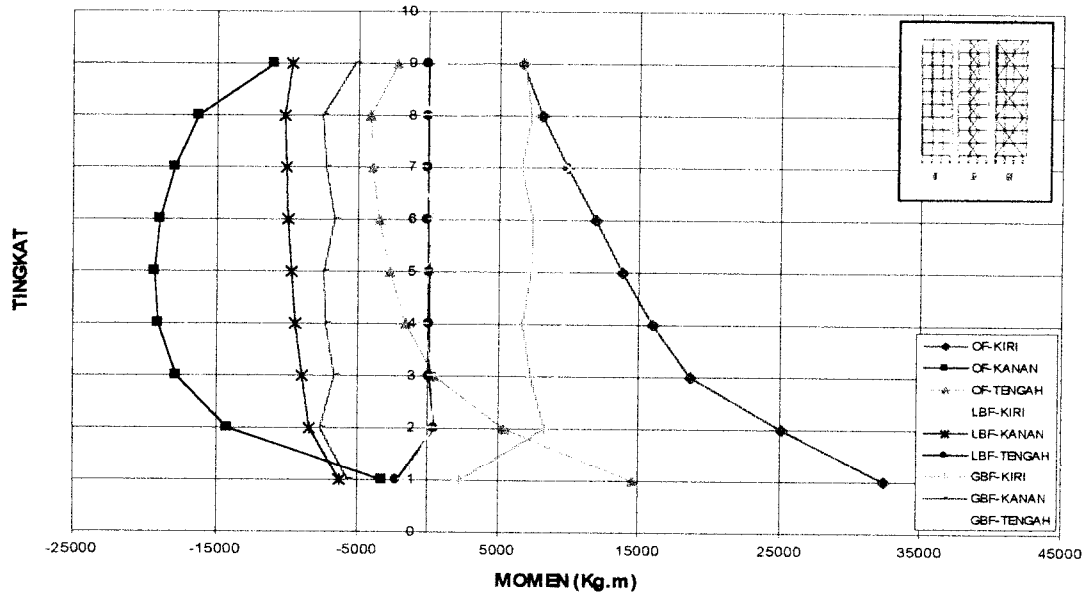
Grafik 6.30 Geser Balok Portal 21 Lantai 4 Bentang

1. Semakin tinggi tingkat suatu struktur, nilai momen dan geser yang terjadi akan semakin besar.
2. Momen balok maksimum pada struktur *open frame* terjadi pada  $1/3 H$ , sedangkan pada struktur *braced frame*, besarnya momen balok yang terjadi relatif sama pada setiap tingkat.
3. Pada struktur *global braced frame*, momen balok yang terjadi relatif seimbang nilainya antara momen balok di tepi kiri dengan momen balok di tepi kanan, sedangkan pada struktur *open frame* momen balok maksimum terjadi pada sisi terjauh dari arah datangnya gaya gempa horizontal.
4. Pada struktur *local braced frame*, momen maksimum yang terjadi didominasi oleh beban akibat kombinasi gravitasi dengan gempa. Sedangkan pada struktur *global braced frame*, momen maksimum yang terjadi didominasi oleh beban akibat gravitasi murni. Hal ini disebabkan karena pada struktur dengan penggunaan *global bracing* akan memberikan nilai kekakuan yang tinggi, sehingga nilai simpangan yang terjadi akan menjadi kecil, dan momen yang terjadi juga semakin kecil.
5. Pada *local braced frame* dan *global braced frame* nilai geser yang terjadi cenderung sama pada tiap tingkat, sedangkan pada struktur *open frame*, nilai geser yang terjadi semakin besar pada tiap tingkat.

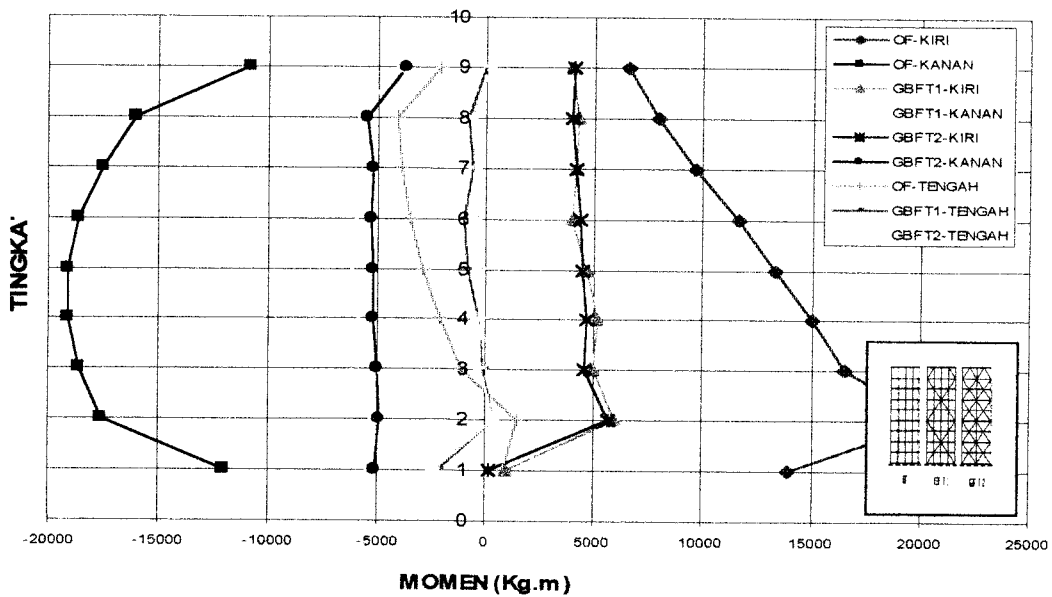
### 6.1.4 Momen Dan Geser Kolom

Hasil analisis momen dan geser pada kolom dapat dilihat pada grafik berikut

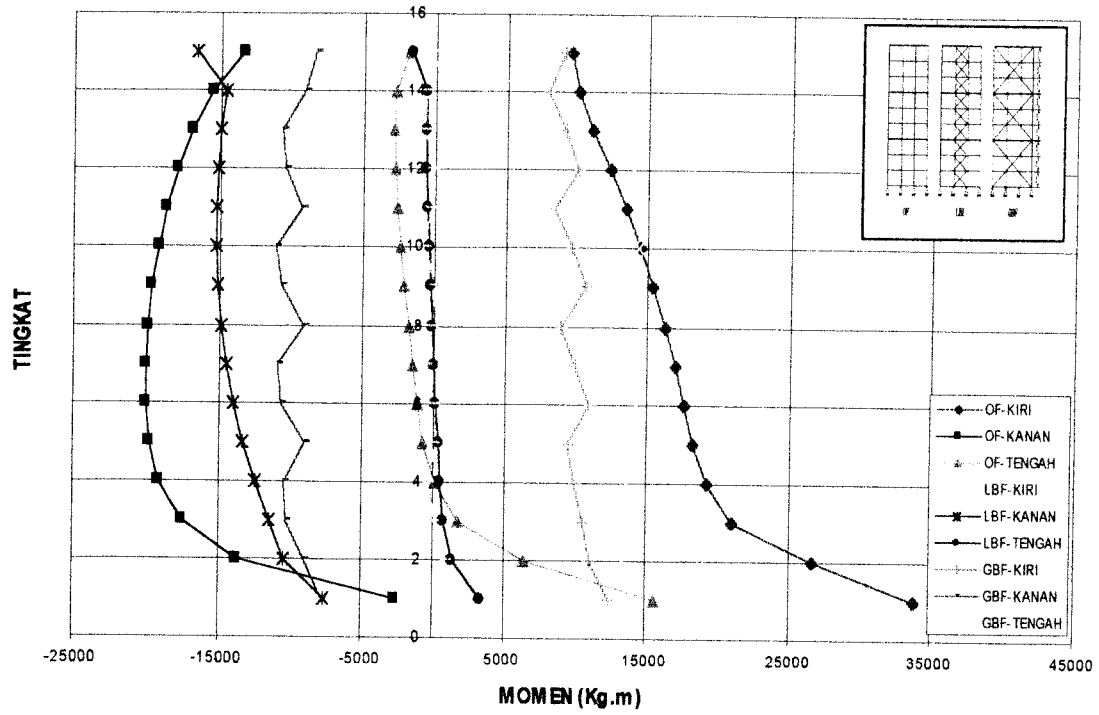
ini :



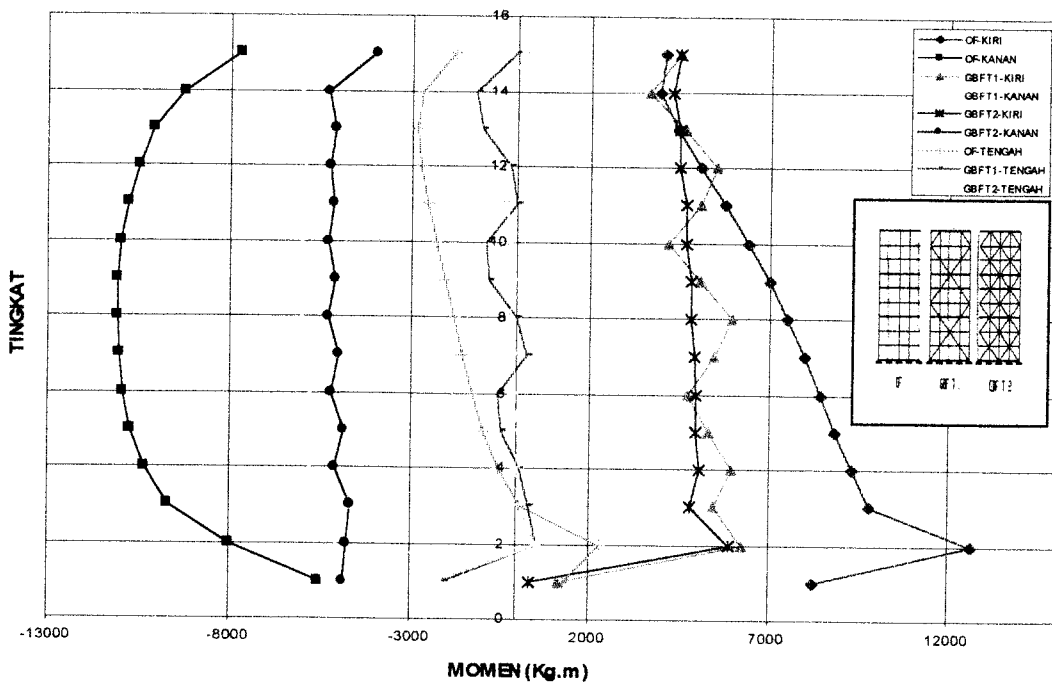
**Grafik 6.31 Momen Kolom Tepi Portal 9 Lantai 3 Bentang**



**Grafik 6.32 Momen Kolom Tepi Portal 9 Lantai 4 Bentang**

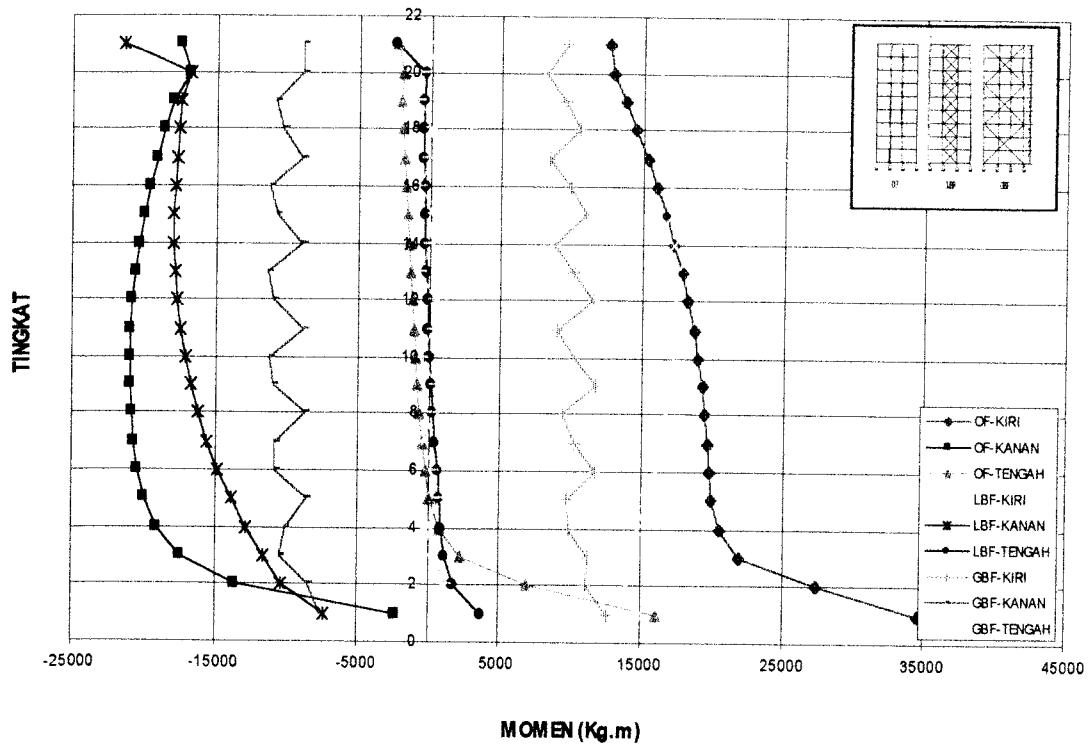


**Grafik 6.33 Momen Kolom Tepi Portal 15 Lantai 3 Bentang**

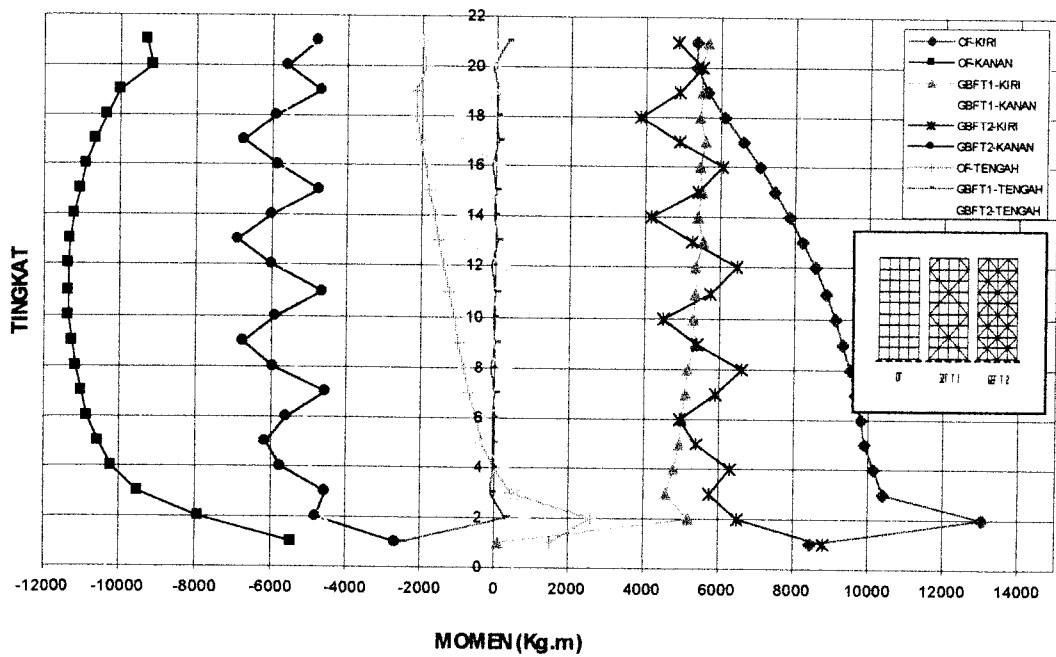


**Grafik 6.34 Momen Kolom Tepi Portal 15 Lantai 4 Bentang**

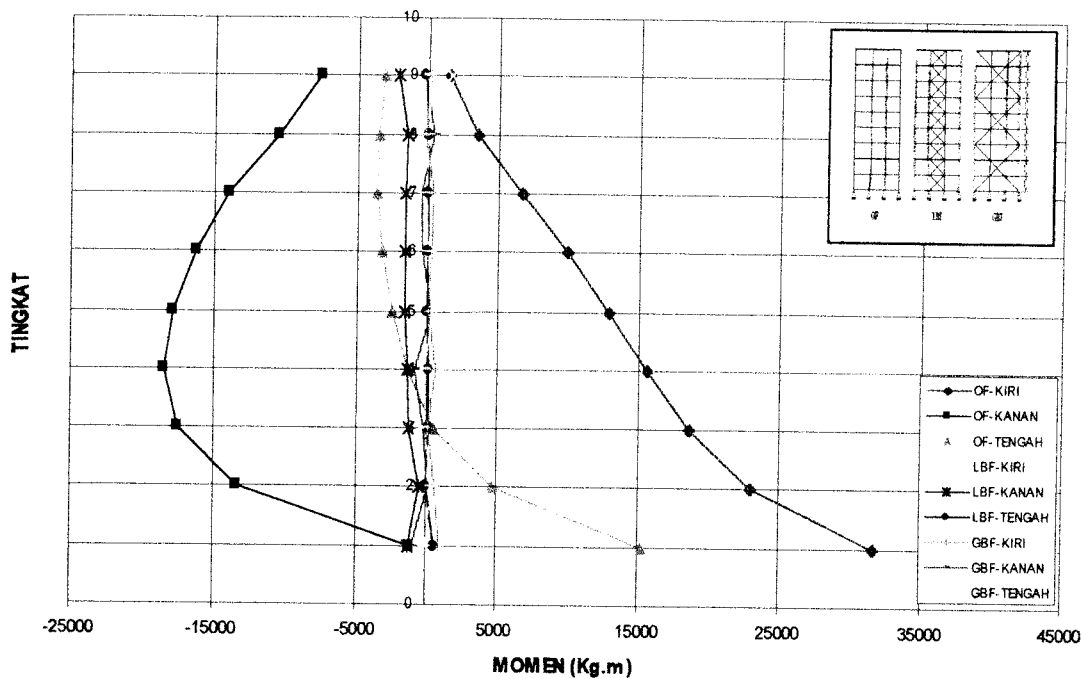




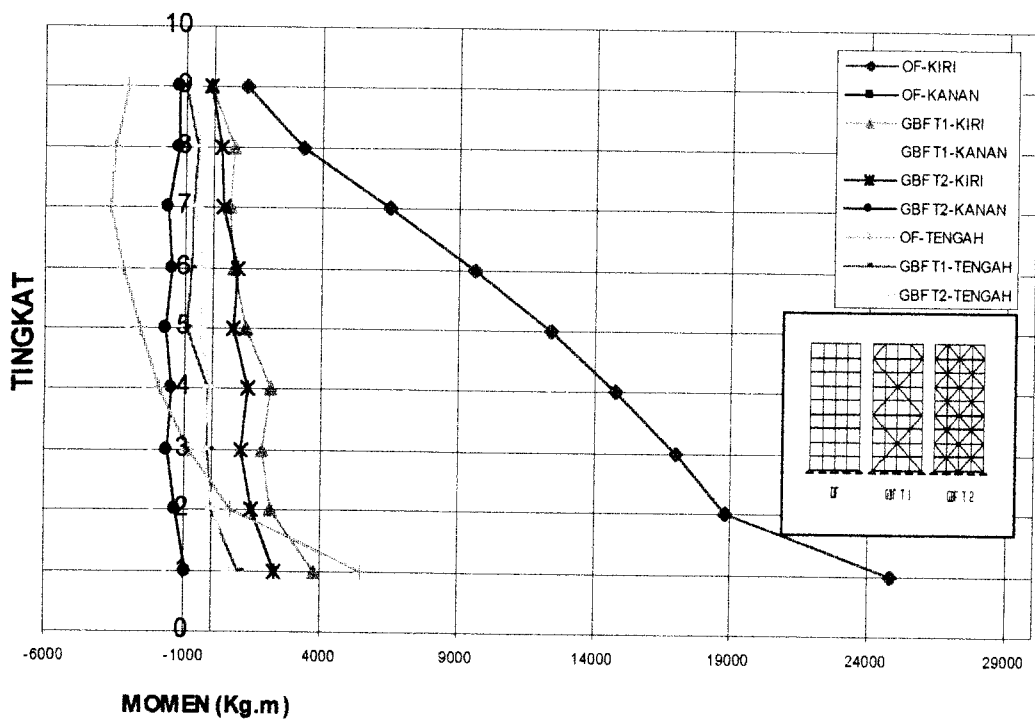
Grafik 6.35 Momen Kolom Tepi Portal 21 Lantai 3 Bentang



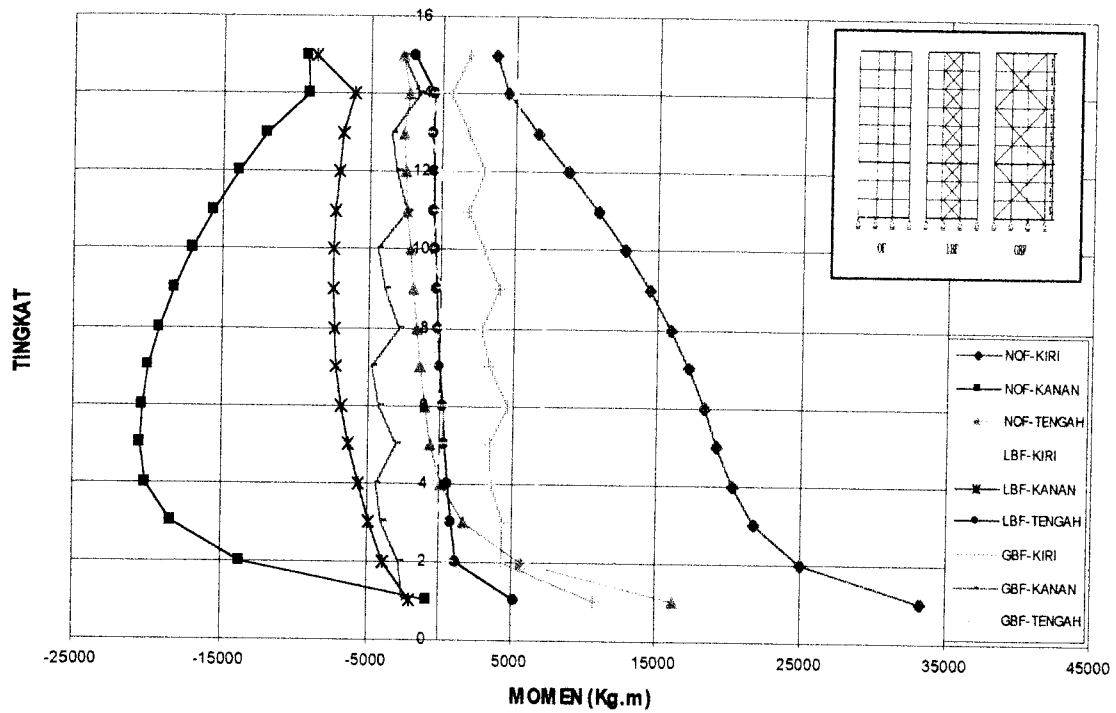
Grafik 6.36 Momen Kolom Tepi Portal 21 Lantai 4 Bentang



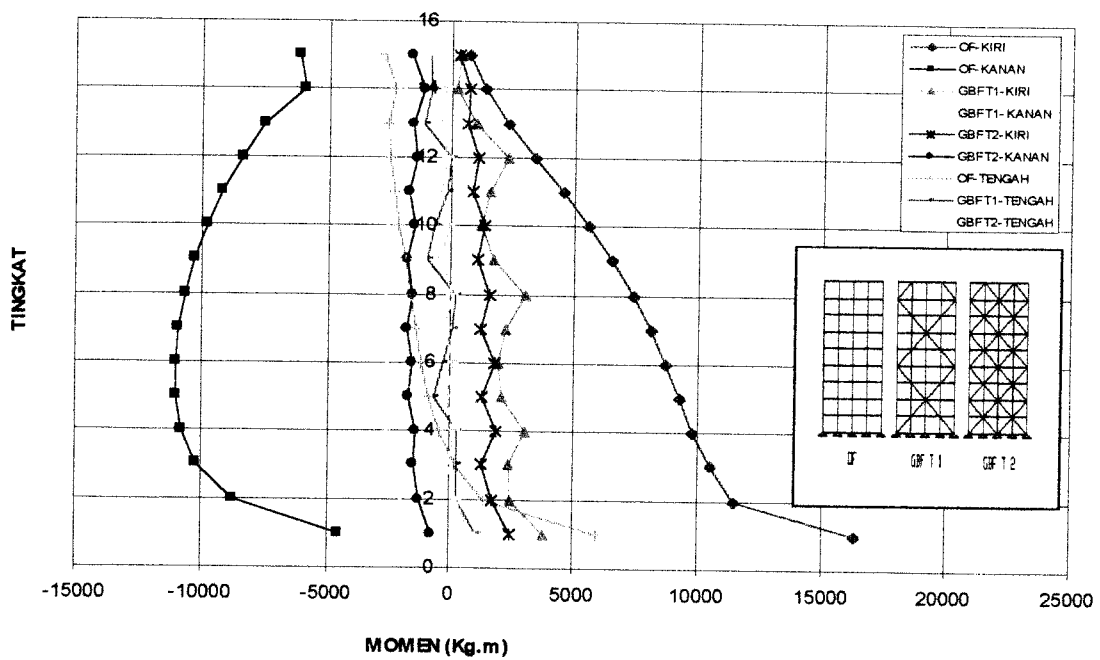
Grafik 6.37 Momen Kolom Tengah Portal 9 Lantai 3 Bentang



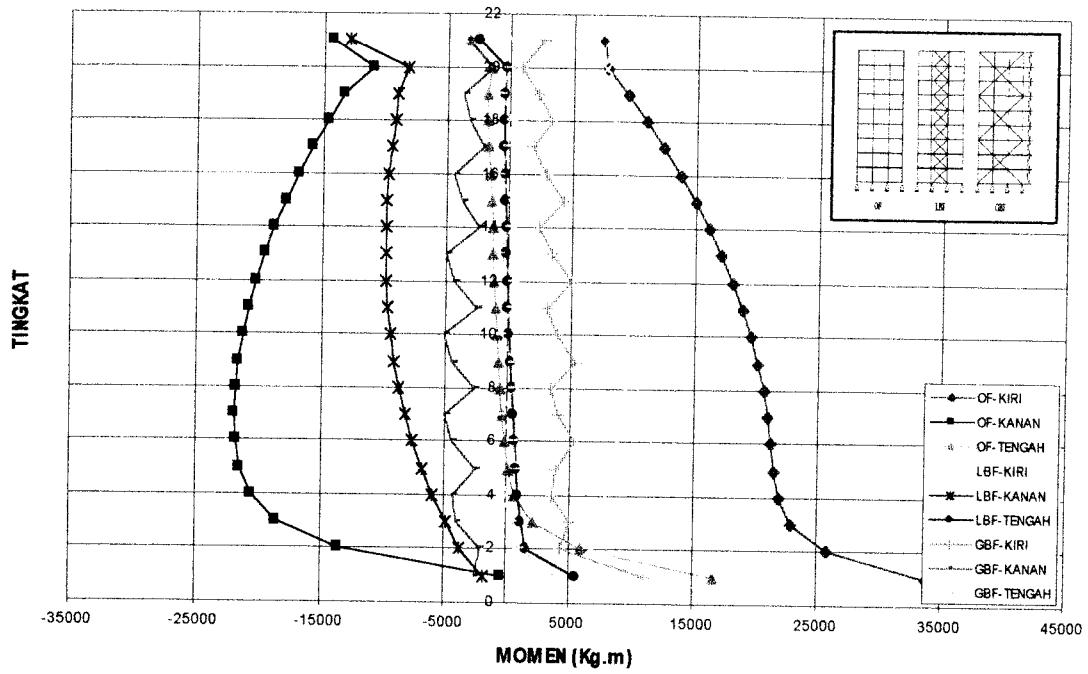
Grafik 6.38 Momen Kolom Tengah Portal 9 Lantai 4 Bentang



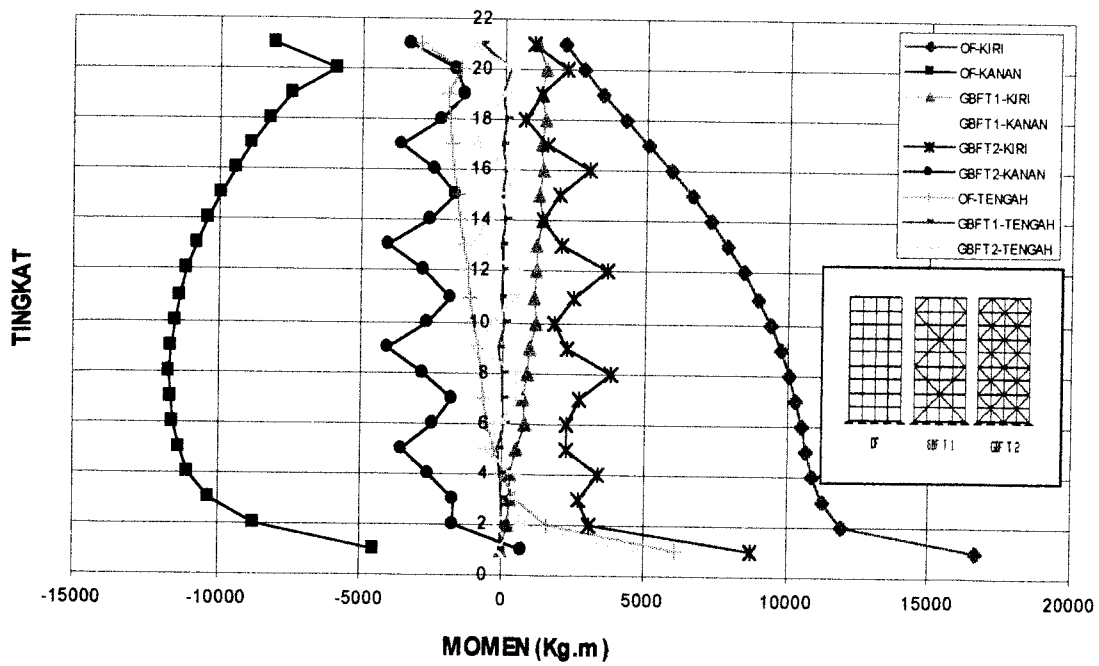
**Grafik 6.39 Momen Kolom Tengah Portal 15 Lantai 3 Bentang**



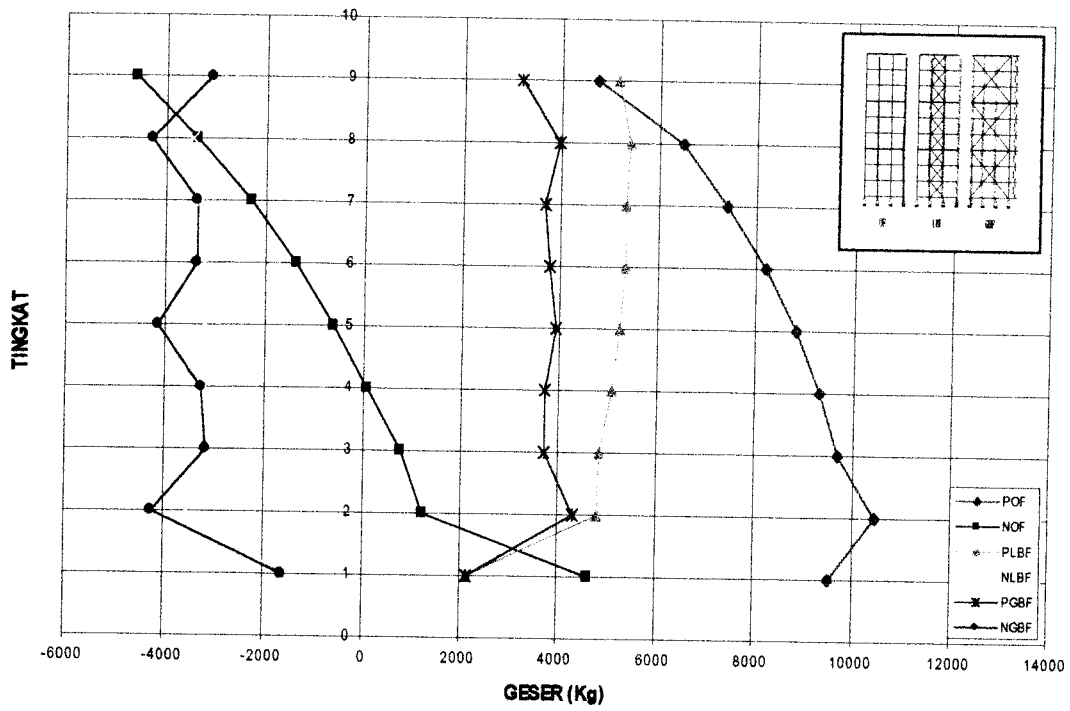
**Grafik 6.40 Momen Kolom Tengah Portal 15 Lantai 4 Bentang**



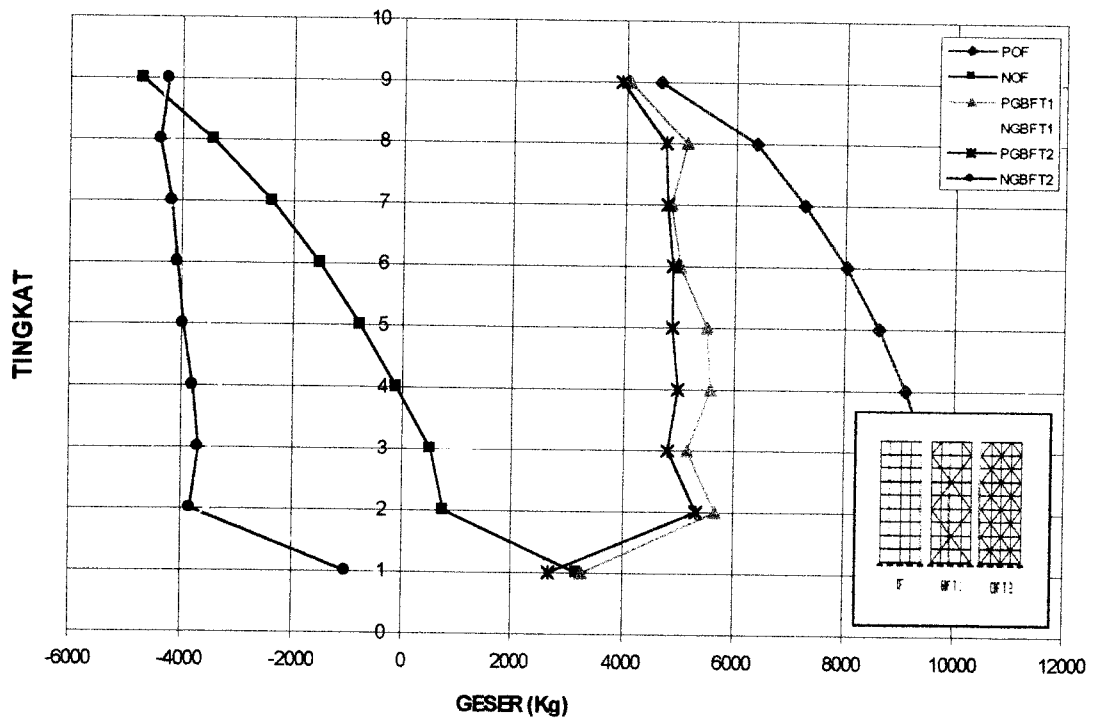
Grafik 6.41 Momen Kolom Tengah Portal 21 Lantai 3 Bentang



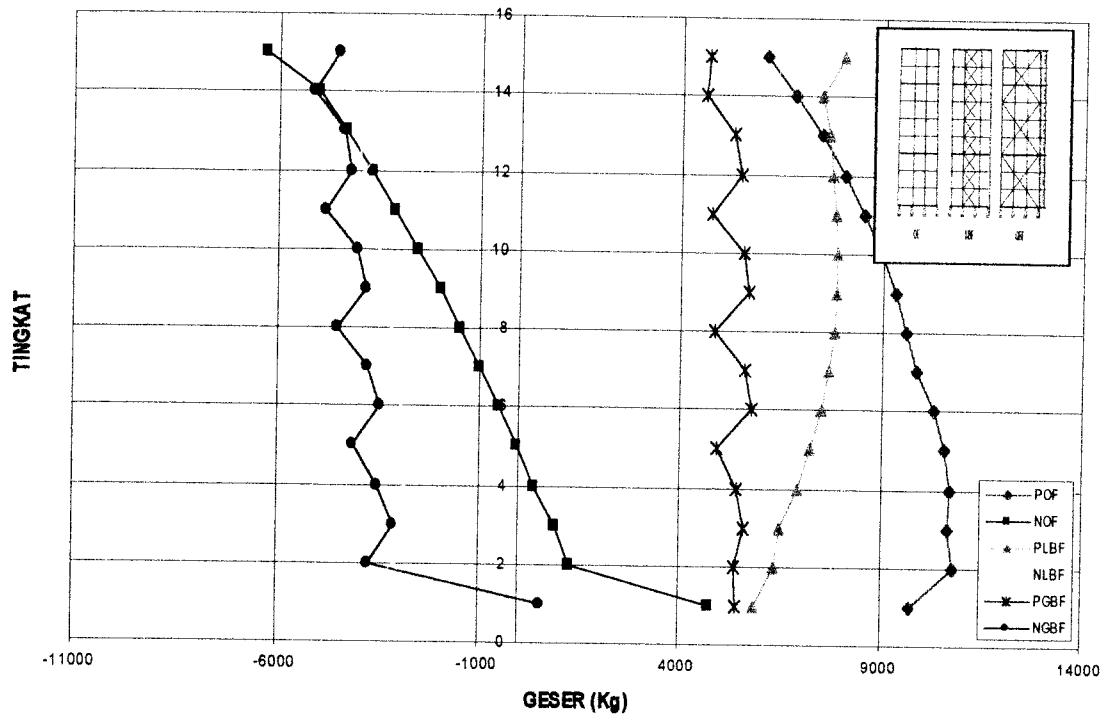
Grafik 6.42 Momen Kolom Tengah Portal 21 Lantai 4 Bentang



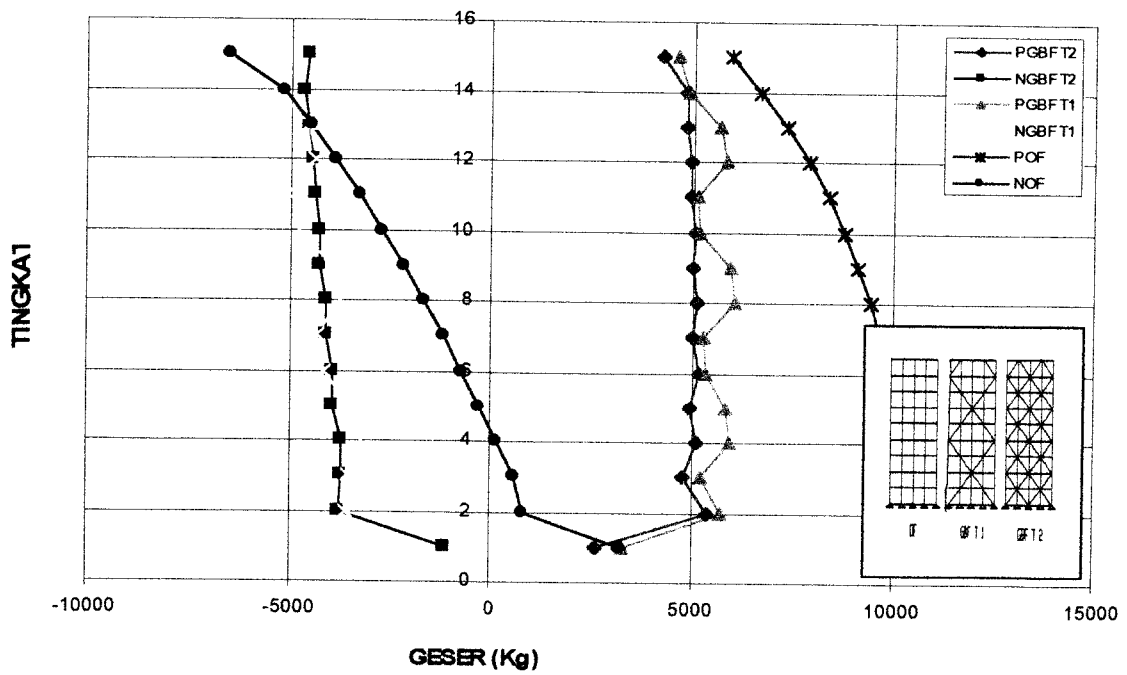
Grafik 6.43 Geser Kolom Portal 9 Lantai 3 Bentang



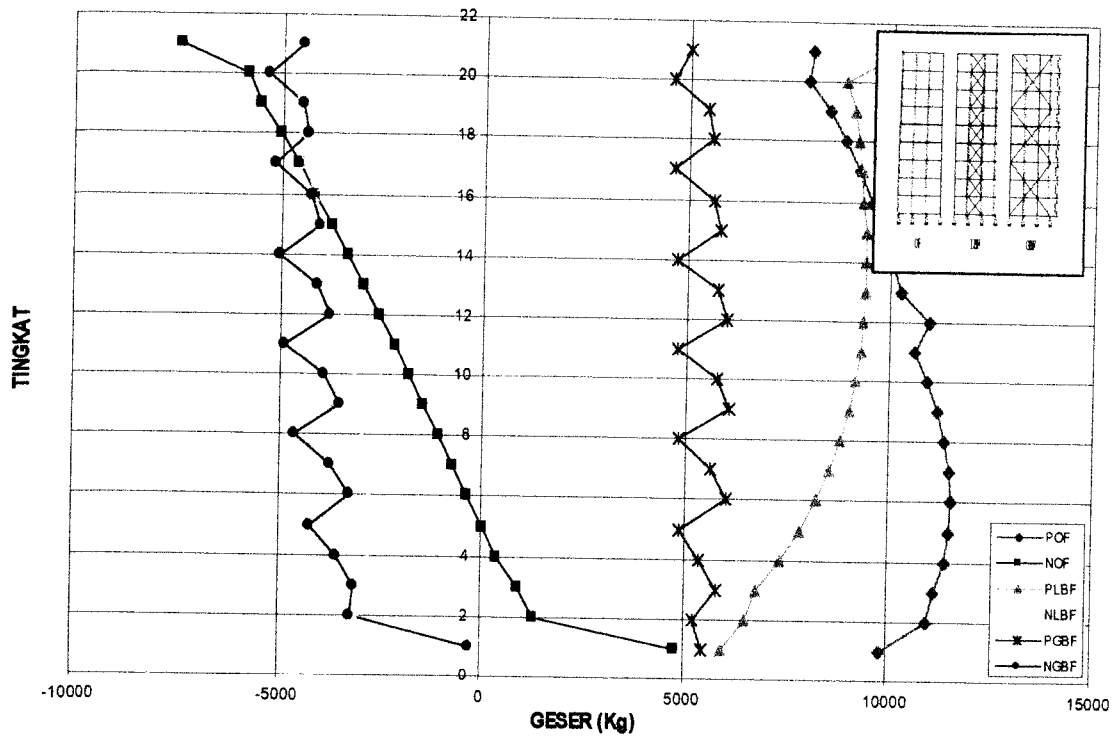
Grafik 6.44 Geser Kolom Portal 9 Lantai 4 Bentang



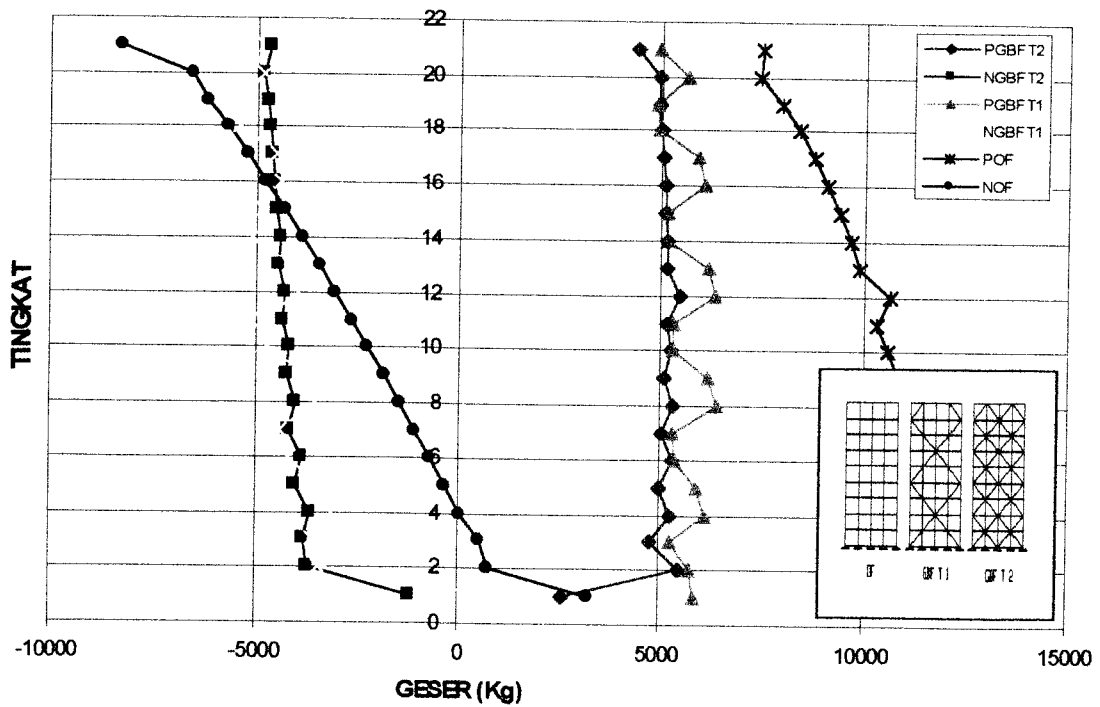
Grafik 6.45 Geser Kolom Portal 15 Lantai 3 Bentang



Grafik 6.46 Geser Kolom Portal 15 Lantai 4 Bentang



**Grafik 6.47 Geser Kolom Portal 21 Lantai 3 Bentang**



**Grafik 6.48 Geser Kolom Portal 21 Lantai 4 Bentang**

1. Semakin tinggi struktur, nilai geser kolom yang terjadi akan semakin besar.
2. Nilai geser kolom struktur *local braced frame* cenderung sama dengan struktur *global braced frame*.
3. Pada struktur *braced frame* dengan variasi bentang lebar mempunyai nilai geser yang kecil, dibandingkan dengan struktur *open frame*, hal ini disebabkan karena struktur *braced frame* mempunyai berat total struktur yang lebih besar, sehingga akan menyebabkan gaya gempa statik ekuivalen yang terjadi semakin besar sehingga struktur *braced frame* akan mempunyai nilai geser yang lebih besar dibandingkan struktur *open frame*.
4. Variasi perletakan pengaku pada struktur ternyata tidak terlalu berpengaruh terhadap momen lentur kolom yang terjadi, terbukti dari hasil analisis struktur diperoleh momen kolom yang terjadi relatif sama antara struktur *local braced frame* dengan *global braced frame*.



## 6.2 Hasil Desain

Elemen struktur yang didesain adalah struktur baja 21 lantai dengan variasi perletakan *bracing*, yaitu *open frame*, *local braced frame* dan *global braced frame* dengan lebar 3 bentang. Fondasi merupakan fondasi sendi dengan nilai Modulus Elastisitas  $E = 2,9 \cdot 10^{30}$  ksi sehingga fondasi diasumsikan berperilaku jepit penuh. Beban gempa menggunakan perhitungan metode statik ekuivalen yang didasarkan pada SKSNI-2002. kombinasi pembebanan mengacu pada kombinasi pembebanan dalam AISC-LRFD 93. Desain menggunakan konsep *strong column-weak beam* dengan prinsip desain kapasitas.

### 6.2.1 Perencanaan Balok

Balok adalah elemen struktur yang didesain berdasarkan gaya geser dan momen lentur. Momen rencana balok diperoleh dengan membaca nilai momen balok pada sendi plastis. Pada perencanaan ini momen pada balok tidak didistribusikan, karena dari pembacaan momen balok pada sendi plastis telah diperoleh momen yang relatif sama baik pada sisi kiri maupun pada sisi kanan, hal ini bertujuan agar tinggi profil balok dapat dimanfaatkan secara optimal. Nilai momen rencana dan gaya geser pada balok baik pada *open frame*, *local braced frame* dan *global braced frame* ditampilkan pada tabel berikut :

**Tabel 6.1 Kapasitas Profil Balok (*Open Frame*)**

Lantai	Profil	Mu (k.in)	$\phi$ Mn (k.in)	Vu (kips)	$\phi$ Vn (kips)	$\phi$ Mn/Mu	$\phi$ Vn/Vu
1	2	3	4	5	6	7	8
16 - 21	W12x50	1901.4621	2171.545	30.2185	87.6802	1.14204	2.9015
11 - 15	W12x50	2191.2354	2263.109	32.5185	87.6802	1.0328	2.6963
6 - 10	W12x50	2258.5764	2282.890	32.9631	87.6802	1.01076	2.6599
1 - 5	W12x50	2228.9778	2275.985	32.7854	87.6802	1.02109	2.6744

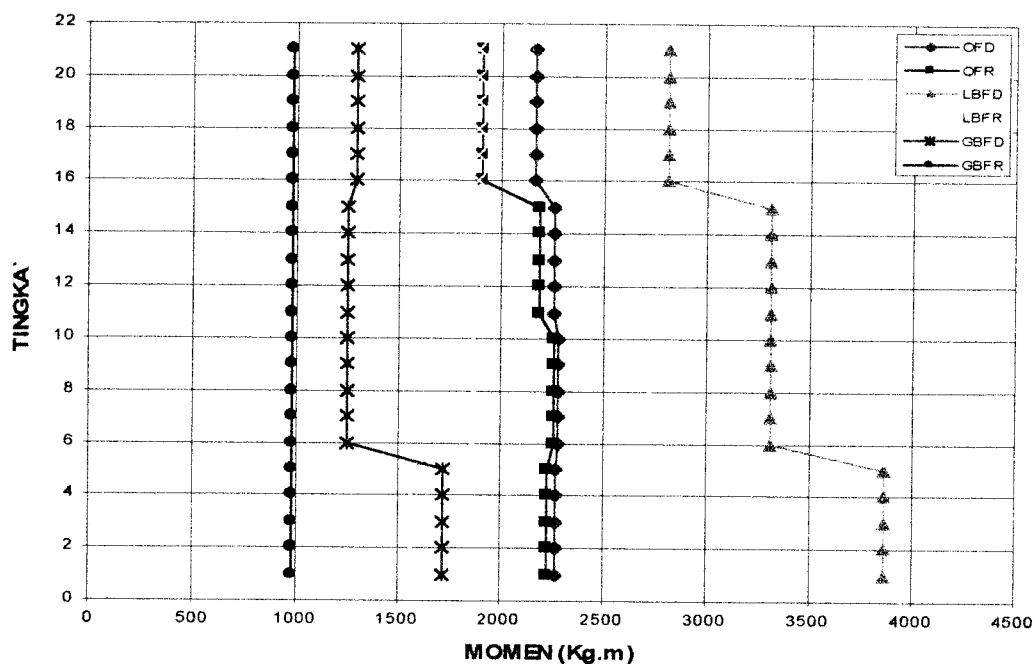
**Tabel 6.2 Kapasitas Profil Balok (*Local Braced Frame*)**

Lantai	Profil	Mu (k.in)	$\phi$ Mn (k.in)	Vu (kips)	$\phi$ Vn (kips)	$\phi$ Mn/Mu	$\phi$ Vn/Vu
1	2	3	4	5	6	7	8
16 - 21	W12x40	1882,8766	2816,352	30,2017	68,4735	1,496	2,267
11 - 15	W12x45	1907,4474	3308,867	30,4167	78,5395	1,735	2,582
6 - 10	W12x45	1866,576	3308,453	30,0549	78,5349	1,772	2,613
1 - 5	W12x50	1558,3041	3864,881	27,5231	87,6802	2,480	3,186

**Tabel 6.3 Kapasitas Profil Balok (*Global Braced Frame*)**

Lantai	Profil	Mu (k.in)	$\phi$ Mn (k.in)	Vu (kips)	$\phi$ Vn (kips)	$\phi$ Mn/Mu	$\phi$ Vn/Vu
1	2	3	4	5	6	7	8
16 - 21	W12x40	982,144	1290,257	21,916	68,474	1,314	3,124
11 - 15	W12x40	982,465	1253,277	22,407	68,474	1,276	3,056
6 - 10	W12x40	981,865	1246,542	22,402	68,474	1,270	3,057
1 - 5	W12x45	980,777	1719,360	22,260	78,539	1,753	3,528

Untuk penjelasan selanjutnya, perbandingan momen rencana dengan momen kapasitas hasil desain balok dapat dilihat pada grafik di bawah ini. Notasi yang dipakai adalah OF yaitu *Open Frame*, LBF adalah *Local Braced Frame*, GBF adalah *Global Braced Frame*, serta R dan D masing-masing adalah Rencana dan Desain.



**Grafik 6.49 Perbandingan Momen Balok**

Dari grafik diatas dapat dilihat bahwa pada momen pada balok struktur *global braced Frame* ternyata jauh lebih kecil dibandingkan momen balok yang terjadi pada struktur *open frame* maupun *local braced frame*. Hal ini disebabkan karena penggunaan *bracing* akan berfungsi mengurangi simpangan lateral yang terjadi, sehingga momen pada struktur *global braced frame* dapat berkurang drastis. Dari grafik juga diperoleh bahwa momen balok yang terjadi pada struktur *open frame* relatif sama besar dengan momen balok yang terjadi pada struktur *local braced*

*frame*, hal ini disebabkan oleh nilai kekakuan struktur pada *local braced frame* semakin berkurang pada struktur yang tinggi, sehingga simpangan yang terjadi cenderung semakin mendekati pola simpangan yang terjadi pada struktur *open frame*, simpangan yang semakin besar akan menyebabkan momen yang terjadi juga semakin besar. Akan tetapi balok pada lantai atas (balok atap) memiliki kapasitas yang jauh diatas gaya yang harus ditahannya, hal ini dikarenakan adanya persyaratan bahwa suatu elemen struktur tidak boleh memiliki kekakuan lebih dari 25 % nilai kekakuan rata-rata total elemen struktur tersebut.

### 6.2.2 Perencanaan Kolom

Momen rencana kolom diperoleh dari perbandingan antara momen hasil analisis struktur SAP2000 dengan momen hasil perhitungan momen kolom yang dipengaruhi oleh momen plastis pada balok yang merupakan aplikasi dari konsep desain kapasitas. Dari kedua nilai ini dipilih momen kolom yang terbesar yang akan digunakan sebagai momen rencana kolom. nilai momen rencana dan momen kapasitas hasil desain ditunjukkan oleh tabel dibawah ini :

**Tabel 6.4 Kapasitas Profil Kolom (*Open Frame*)**

Lantai	Profil kolom	Mu (k.in)	$\phi Mn$	Pu (kips)	$\phi Pn$	Interaksi Kolom
1	2	3	4	5	6	7
16 - 21	W14x398	7622,941	25952,411	229,542	702,579	0,5878
11 - 15	W14x550	5241,078	38232,000	492,779	779,702	0,7539
6 - 10	W14x665	4623,665	47952,000	672,522	884,714	0,8459
1 - 5	W14x730	8733,924	53784,000	778,330	917,378	0,9928

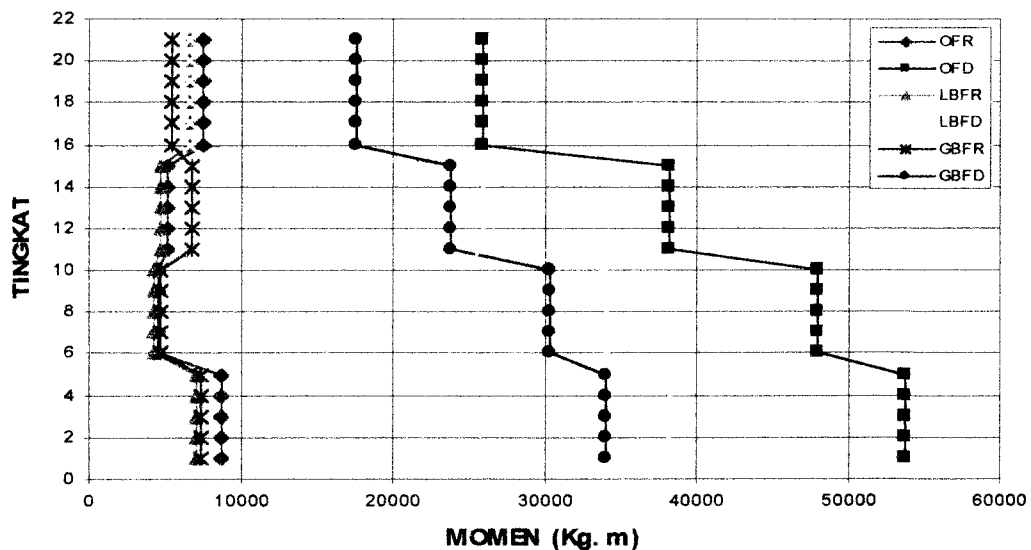
Tabel 6.5 Kapasitas Profil Kolom (*Local Braced Frame*)

Lantai	Profil kolom	Mu (k.in)	$\phi M_n$	Pu (kips)	$\phi P_n$	Interaksi Kolom
1	2	3	4	5	6	7
16 - 21	W14x550	6628,7514	6628,7514	185,549	656,6490	0.5842
11 - 15	W14x500	4767,8078	25952,400	453,544	785,9850	0.7403
6 - 10	W14x398	4234,8311	34020,000	744,647	967,4260	0,8804
1 - 5	W14x311	7042,4213	38232,000	668,733	1018,3858	0,8204

Tabel 6.6 Kapasitas Profil Kolom (*Global Braced Frame*)

Lantai	Profil kolom	Mu (k.in)	$\phi M_n$	Pu (kips)	$\phi P_n$	Interaksi Kolom
1	2	3	4	5	6	7
16 - 21	W14x283	5536,8078	17560,80	179,917	641,213	0,5609
11 - 15	W14x370	6751,7429	23846,40	409,335	747,175	0,7995
6 - 10	W14x455	4768,5482	30326,40	634,761	929,666	0,8276
1 - 5	W14x500	7466,5818	34020,00	828,507	1043,275	0,9892

Selanjutnya perbandingan antara momen rencana kolom dengan momen yang diperoleh dari hasil desain ditunjukkan pada grafik dibawah ini :



Grafik 6.50 Perbandingan Momen Kolom

#### 6.2.4 Perencanaan Sambungan Balok - Kolom

Perencanaan sambungan balok dengan kolom merupakan sambungan pada joint yang diasumsikan kaku. Asumsi sambungan kaku tersebut didasarkan pada konsep *strong column-weak beam*, kemungkinan terjadinya rotasi sendi plastis pada sambungan balok dengan kolom dapat menyebabkan terjadinya *soft story mechanism*. Yaitu terjadinya rotasi sendi plastis pada sambungan balok dengan kolom. Perencanaan sambungan balok dengan kolom menggunakan alat sambung baut yang dalam pelaksanaannya lebih mudah daripada sambungan las.

Sambungan baut pada sambungan balok dengan kolom merupakan sambungan yang direncanakan untuk menahan beban momen dengan geser pada balok. Akibat momen pada balok akan terjadi tegangan tarik dan tekan pada pelat sambung. Oleh karena itu perencanaan sambungan balok dengan kolom ini direncanakan berdasarkan kapasitas tarik pada baut. Tegangan tarik ini didapatkan dari kombinasi antara momen dengan geser pada sambungan.

**Tabel 6.7 Desain Sambungan Balok - Kolom (*Open Frame*)**

Tingkat	L pelat (in)	B pelat (in)	Le (in)	s (in)	d baut (in)	∑ baut	$\phi Mn$ (k.in)	Mu (k.in)
16 – 21	24	16	4	4	1.25	6	9544,078	2606,4
11 – 15	24	16	4	4	1.25	6	9508,107	2606,4
6 – 10	24	16	4	4	1.25	6	9501,144	2606,4
1 – 5	24	16	4	4	1.25	6	9503,937	2606,4

**Tabel 6.8 Desain Sambungan Balok – Kolom (*Local Braced Frame*)**

Tingkat	L pelat (in)	B pelat (in)	Le (in)	s (in)	d baut (in)	$\Sigma$ baut	$\phi M_n$ (k.in)	Mu (k.in)
16 – 21	24	16	4	4	1.25	6	9544,3537	2070,00
11 – 15	24	16	4	4	1.25	6	9540,9827	2070,00
6 – 10	24	16	4	4	1.25	6	9546,6340	2070,00
1 – 5	24	16	4	4	1.25	6	9586,1828	2426,40

**Tabel 6.9 Desain Sambungan Balok - Kolom (*Global Braced Frame*)**

Tingkat	L pelat (in)	B pelat (in)	Le (in)	s (in)	d baut (in)	$\Sigma$ baut	$\phi M_n$ (k.in)	Mu (k.in)
16 – 21	24	16	4	4	1.25	6	9673,4280	2070,00
11 – 15	24	16	4	4	1.25	6	9666,0750	2329,20
6 – 10	24	16	4	4	1.25	6	9664,7868	2329,20
1 – 5	24	16	4	4	1.25	6	9668,3538	2329,20

Sambungan antara balok dengan kolom ini merupakan sambungan yang didesain berdasarkan interaksi antara momen dan geser sehingga perbedaan nilai kedua komponen gaya tersebut akan mempengaruhi besarnya beban yang harus ditahan oleh sambungan. Dari tabel diatas dapat dilihat bahwa diameter baut sangat berpengaruh terhadap kekuatan tarik dari baut itu sendiri sehingga semakin kecil diameter baut semakin kecil pula besarnya gaya tarik yang mampu ditahan oleh baut.

### 6.2.5 Perencanaan Sambungan Kolom-Kolom

Perencanaan sambungan kolom dengan kolom direncanakan untuk menahan momen dan geser. Akan tetapi perencanaan sambungan dilakukan secara terpisah. Sambungan pada sayap yang direncanakan untuk menahan momen dihitung sendiri

dan sambungan pada badan yang direncanakan untuk menahan geser dihitung sendiri, bukan merupakan bentuk interaksi gaya.

Dari perhitungan perencanaan sambungan kolom dengan kolom diperoleh bahwa ternyata pada sambungan sayap, kapasitas geser merupakan perencanaan kekuatan sambungan yang memiliki nilai paling kecil. Perencanaan lain didasarkan pada kekuatan pelat sambung dan elemen yang disambung. Hal ini dikarenakan pada sambungan geser baut kekuatan hanya tergantung dari kekuatan geser satu baut dan jumlah baut total. Sedangkan jika didasarkan pada kekuatan pelat sambung, maka perhitungan berdasarkan konfigurasi penempatan baut (jarak baut ke tepi dan jarak antar baut) yang dapat menimbulkan patah geser pada pelat.

Perhitungan yang didasarkan pada kekuatan elemen yang disambung, maka kekuatan sambungan bergantung pada diameter lubang baut, tebal pelat dan tegangan tarik maksimum ( $F_u$ ), dari pelat sambung dan elemen yang disambung. Akan tetapi dengan pemakaian konfigurasi sambungan yang berbeda maka kondisi di atas dapat berubah.

Untuk sambungan pada badan kolom, kekuatan sambungan hanya didasarkan pada kuat geser dari baut saja, karena sambungan pada badan kolom merupakan sambungan geser. Hasil dari perhitungan sambungan kolom dengan kolom ditunjukkan pada tabel berikut.



Tabel 6.10 Desain Sambungan Kolom - Kolom (*Open Frame*)

Lt.	Sayap					Badan				
	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)
18 - 21	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
14 - 17	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
10 - 13	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
6 - 9	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
1 - 5	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8

Tabel 6.11 Desain Sambungan Kolom - Kolom (*Local Braced Frame*)

Lt.	Sayap					Badan				
	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)
18 - 21	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
14 - 17	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
10 - 13	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
6 - 9	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8
1 - 5	18	13	1	1.5	6	24	12	1	1.25	8

Tabel 6.12 Desain Sambungan Kolom - Kolom (*Global Braced Frame*)

Lt.	Sayap					Badan				
	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)	P (in)	L (in)	t (in)	db (in)	$\Sigma b$ (buah)
18 - 21	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
14 - 17	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
10 - 13	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
6 - 9	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8
1 - 5	12	13	1	1.5	4	24	12	1	1.25	8

Dari tabel diatas dapat dilihat bahwa struktur *open frame* menggunakan baut dengan jumlah yang lebih banyak dibandingkan dengan struktur *local braced frame* maupun *global braced frame*, hal ini dikarenakan pada struktur *braced frame* akan memperbesar nilai kekakuan struktur sehingga dengan struktur yang kaku, momen yang terjadi pada kolom akan semakin kecil. Sehingga jumlah baut yang dibutuhkan untuk menahan beban geser pada badan akan semakin berkurang.

#### **6.2.6 Perencanaan Sambungan Pada Pengaku (*Bracing*)**

Gaya aksial yang terjadi pada *bracing* akan ditransformasikan menjadi komponen gaya tarik horizontal dan komponen gaya geser vertikal. Sambungan pada *bracing* didesain berdasarkan gaya tarik maksimum karena memiliki komponen gaya tarik horizontal yang akan menyebabkan terjadinya gaya tarik pada pelat sambung dan baut. Gaya geser vertikal akibat gaya aksial yang dipakai sebagai dasar perencanaan adalah gaya geser akibat gaya tekan maksimum. Gaya tekan pada sambungan diabaikan karena sambungan dianggap dapat menahan gaya tekan. Jenis sambungan geser antara pelat dengan kolom dan antara pelat sambung dengan *bracing* memiliki tipe yang sama dengan sambungan pada sayap kolom yaitu sambungan geser.

#### **6.2.7 Perencanaan *Panel Zone***

Perencanaan *panel zone* merupakan elemen pengaku profil yang berfungsi untuk mencegah terjadinya tekuk pada sayap kolom dan badan kolom yang disebabkan oleh momen balok yang ditransformasikan menjadi beban tarik pada sayap atau badan kolom. Luasan *panel zone* sangat tergantung pada profil kolom dan kapasitas momen pada balok. Dari perhitungan dalam tahap analisis dan desain,

ternyata diperoleh hasil luasan negatif, sehingga perencanaan *panel zone* tidak diperlukan, hal ini dikarenakan profil kolom yang dipakai memiliki tebal sayap yang mencukupi untuk menahan beban tarik akibat momen balok tersebut.

### 6.2.8 Perencanaan Pelat Dasar Fondasi

Pelat dasar merupakan struktur yang didesain untuk menghubungkan antara kolom dengan fondasi bangunan. Pelat dasar ini direncanakan untuk menahan gaya aksial, geser dan momen yang terjadi pada kolom. Hasil desain pelat dasar fondasi ditampilkan pada tabel berikut :

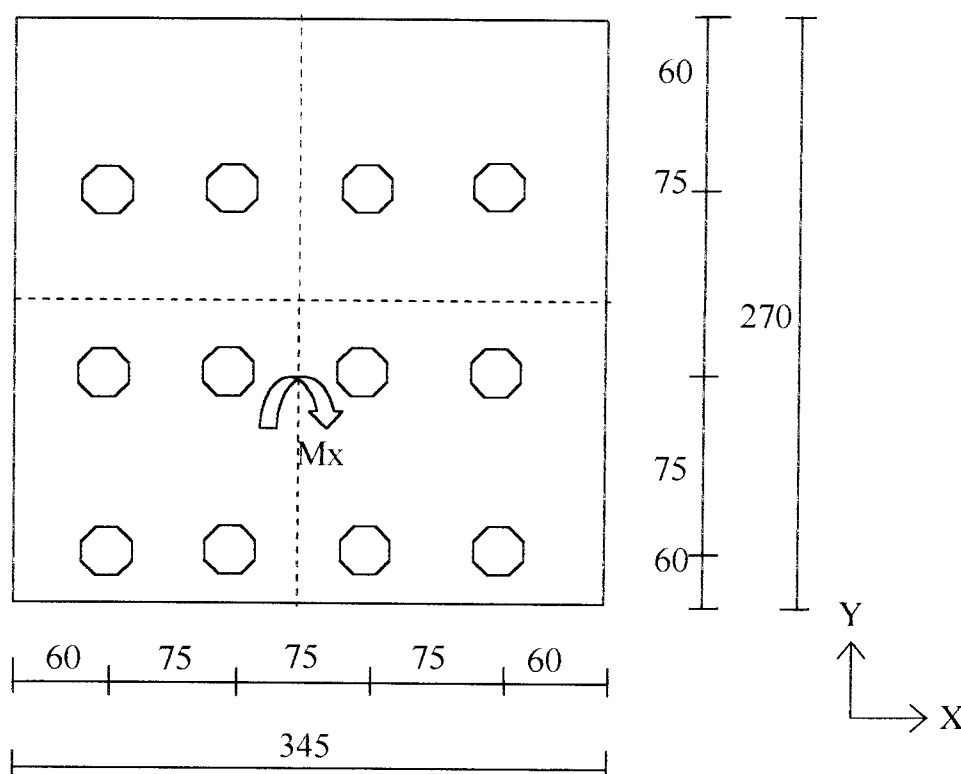
**Tabel 6.13 Desain Pelat Dasar Fondasi**

<b>Tipe struktur</b>	<b>H pelat</b>	<b>B pelat</b>	<b>T pelat</b>	<b>d baut</b>	<b>Σ baut</b>
<i>Global braced</i>	35	35	2.5	1 1/2	4
<i>Local braced</i>	45	45	3	1 1/2	4
<i>Open frame</i>	45	45	3	1 1/2	4

Dari tabel diatas dapat dilihat, ternyata tebal pelat dasar fondasi *global braced frame* justru lebih kecil bila dibandingkan dengan struktur *local braced frame* maupun struktur *open frame*. Hal ini disebabkan karena pada struktur *global braced frame*, momen dan geser yang terjadi relatif lebih kecil, bila dibandingkan dengan struktur *open frame* maupun *local braced frame* yang mempunyai nilai momen dan nilai geser yang lebih besar sehingga tegangan tarik dan geser pada baut serta gaya tekan pada pelat relatif besar untuk struktur *local braced frame* dan *open frame*.

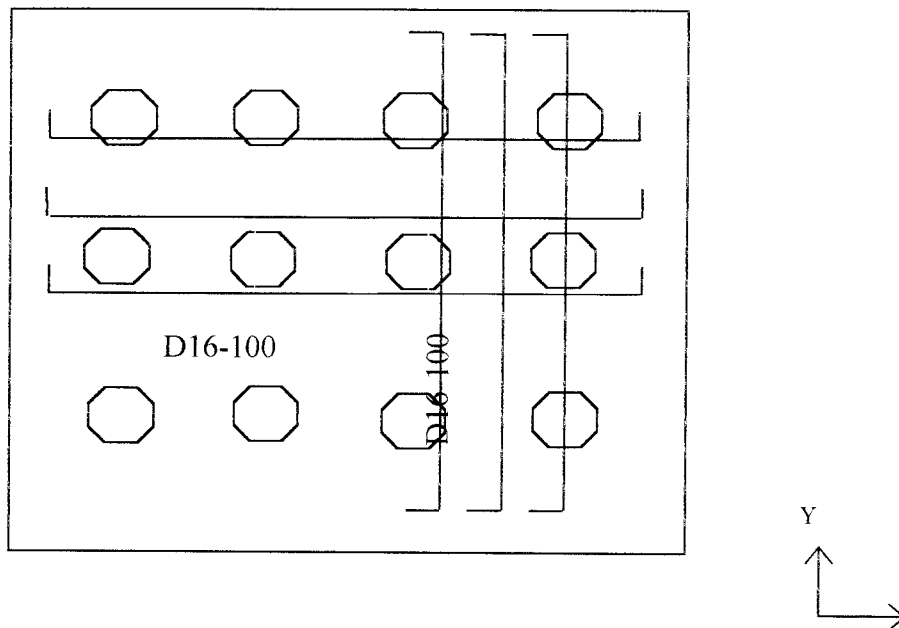
### 6.2.9 Perencanaan Fondasi Tiang Pancang

Fondasi merupakan bagian struktur yang didesain untuk meneruskan beban struktur dari kolom ke tanah dibawah fondasi. Pada penelitian ini, digunakan fondasi dalam yaitu perencanaan fondasi tiang pancang. Pemilihan jenis fondasi dalam ini didasarkan pada struktur bangunan yang relatif tinggi dan memiliki nilai kelangsingan yang cukup besar, serta letak tanah keras yang baru diperoleh pada kedalaman tanah 15 meter. Dari hasil analisis dan desain diperoleh perencanaan fondasi tiang pancang menggunakan tiang dengan jumlah 12 buah tiang untuk setiap *pile cap*, dengan jumlah tiang arah x sebanyak 4 buah dan arah y sebanyak 3 buah. Dan digunakan poer fondasi dengan ukuran 345 cm x 270 cm x 100 cm, dengan tulangan D16 jarak 100 mm untuk arah X, dan D16 jarak 100 mm untuk arah Y.



**Gambar 6.1 Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang.**

Sedangkan perencanaan poer fondasi dapat dilihat pada gambar 6.2 dibawah ini



**Gambar 6.2 Penulangan *Poer* Pondasi**

### 6.2.10 Perhitungan berat struktur

Berat struktur dalam hal ini adalah berat balok dan kolom dari struktur. Disini berat elemen struktur yang lain seperti baut sambungan, pelat sambung, panel zone, dan pelat dasar dianggap sama. Dengan perhitungan berat struktur ini akan diketahui efisiensi penggunaan profil baja.

Tabel 6.14 Berat Balok

Lantai	Panjang Total (m)	Open frame		Local Braced Frame		Global Braced Frame	
		Profil Pakai	Total (kg)	Profil Pakai	Total (kg)	Profil Pakai	Total (kg)
1	2	3	4	5	6	7	8
21	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
20	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
19	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
18	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
17	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
16	248	W12x50	18453.14	W12x40	14762.51	W12x40	14762.51
15	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
14	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
13	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
12	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
11	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
10	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
9	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
8	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
7	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
6	248	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82	W12x40	14762.51
5	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
4	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
3	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
2	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
1	248	W12x50	18453.14	W12x50	18453.14	W12x45	16607.82
Berat total balok		387515.8644		346918.9641		319239.2458	

Tabel 6.15 Berat Kolom

Lantai	Panjang Total (m)	Open frame		Local Braced Frame		Global Braced Frame	
		Profil Pakai	Total (kg)	Profil Pakai	Total (kg)	Profil Pakai	Total (kg)
1	2	3	4	5	6	7	8
21	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
20	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
19	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
18	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
17	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
16	75	W14x398	44421.46	W14x311	34711.2	W14x283	31586.11
15	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
14	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
13	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
12	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
11	75	W14x550	51386.44	W14x398	44421.5	W14x370	41296.33
10	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
9	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
8	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
7	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
6	75	W14x605	74221.79	W14x500	55805.9	W14x455	50783.33
5	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
4	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
3	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
2	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
1	75	W14x730	81476.55	W14x550	51386.4	W14x500	55805.86
Berat total balok		1301952.682		966336.2415		928944.279	

Dari perhitungan tabel diatas dapat ditentukan berat profil total yang dibutuhkan :

Tabel 6.16 Berat Total Struktur Portal 21 Lantai 3 Bentang

Portal	Berat Balok (kg)	Berat Kolom (kg)	Berat Total Struktur (kg)
1	2	3	4
Open Frame	387515.864	1301952.68	1689468.547
Local Braced Frame	346918.964	966336.24	1313255.206
Global Braced	319239.246	928944.28	1248183.525

Maka, perbandingan nilai efisiensi antara Struktur *Open Frame* dengan Struktur *Local Braced Frame* struktur Portal Baja 21 Lantai 3 Bentang sebesar :

$$Eff = \frac{1689468,547 - 1313255,206}{1689468,547} \times 100\% = 22,268 \%$$

Perbandingan nilai efisiensi antara Struktur *Open Frame* dengan Struktur *Global Braced Frame* sebesar :

$$Eff = \frac{1689468,547 - 1248183,525}{1689468,547} \times 100\% = 26,120 \%$$

Sehingga nilai efektivitas penempatan *bracing* antara struktur *local braced frame* dengan struktur *global braced frame* diperoleh sebesar :

$$\begin{aligned} Eff &= 26,120 \% - 22,268 \% \\ &= 3,852 \% \end{aligned}$$



## BAB VII

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 7.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis dan desain dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Semakin tinggi suatu struktur maka respon struktur yang terjadi akan semakin besar.
2. Dari hasil penelitian diperoleh bahwa penggunaan *local brace* semakin tidak efektif untuk struktur bertingkat tinggi dan cenderung langsing, terlihat dari nilai simpangan struktur *local braced frame* yang semakin mendekati perilaku simpangan *open frame* pada struktur dengan tingkat yang semakin tinggi dan cenderung langsing. Dari hasil penelitian juga diperoleh bahwa penggunaan *global brace* sangat efektif untuk struktur bertingkat tinggi.
3. Dimensi profil kolom pada struktur *brace frame* lebih kecil daripada profil kolom yang digunakan pada struktur *open frame*, selain itu profil balok yang digunakan pada struktur *brace frame* juga lebih kecil daripada profil balok yang digunakan pada struktur *open frame*.
4. Penggunaan *bracing* pada struktur *local brace* dan *global brace* dapat memperbesar nilai gaya gempa  $F_i$  dan gaya aksial kolom akan tetapi memperkecil nilai momen lentur pada balok.

5. Variasi bentang berpengaruh terhadap respon struktur, hal ini disebabkan karena pada struktur empat bentang dengan bentang yang lebih besar akan menghasilkan struktur yang relatif tidak langsing dibandingkan dengan struktur tiga bentang. Struktur tiga bentang yang lebih langsing akan memiliki nilai kekakuan struktur yang lebih kecil daripada struktur empat bentang.
6. Variasi perletakan *bracing* sangat mempengaruhi respon struktur portal baja, dari hasil penelitian terbukti dengan berat *bracing* yang sama pada tiap lantai, dengan perletakan *bracing* yang berbeda diperoleh nilai simpangan yang lebih kecil pada struktur dengan variasi perletakan *bracing global* bila dibandingkan struktur dengan variasi perletakan *bracing local*.
7. Pemakaian *bracing* pada struktur akan mempengaruhi respon struktur terhadap gaya-gaya luar yang bekerja, hal ini terlihat pada momen yang terjadi pada struktur *open frame* dan struktur dengan variasi perletakan *bracing local* didominasi oleh momen akibat kombinasi beban gravitasi dan gempa, namun pada struktur dengan variasi perletakan *bracing global* momen maksimum yang terjadi didominasi oleh momen akibat beban gravitasi murni.

## 7.2 Saran

1. Analisis struktur dengan menggunakan pendekatan dua dimensi (2D) ternyata kurang mendekati kondisi struktur sebenarnya, karena pada analisis dua dimensi hanya memperhitungkan salah satu portal saja. Oleh karena itu pada penelitian berikutnya disarankan untuk melakukan analisis desain dengan pendekatan tiga dimensi (3D) guna mendapatkan hasil yang lebih mendekati kondisi struktur

sebenarnya, atau analisis tetap menggunakan pendekatan dua dimensi tetapi pada tahap analisis pendekatan perhitungan menggunakan sistem *rigid link*.

2. Pada penelitian berikutnya disarankan untuk melakukan analisis desain struktur yang tidak hanya menggunakan pengaku diagonal saja, tetapi menggunakan pengaku rangka yang dipasang dibawah lantai untuk beberapa tingkat.
3. Pada penelitian tentang struktur bangunan tinggi, disarankan untuk mempergunakan beban gempa dinamis terutama pada struktur dengan tinggi lebih dari 40 m dengan mempertimbangkan kelangsingan bangunan, karena struktur yang cenderung langsing akan memiliki nilai kekakuan yang kecil terutama terhadap beban dengan arah lateral seperti beban gempa statik.
4. Untuk penelitian yang akan datang disarankan untuk menganalisa struktur dengan pemodelan bangunan yang tidak simetris antara lebar (B) dengan panjangnya (L), sehingga akan diperoleh pembebanan gempa yang tidak sama pada tiap sisi struktur.

## DAFTAR PUSTAKA

Anonim, *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*, Departemen Pekerjaan Umum, 1983.

Anonim, *Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung*, Departemen Pekerjaan Umum, 1987.

AISC, *Load and Resistance Factor Design Specification*, American Institute of Steel Construction Inc, Chicago, 1999.

Braja M. Das, *Principles of Foundation Engineering*, PWS-KENT, Illinois, 1990.

Bruneau, M., Uang, C.M. dan Whittaker, A., *Ductile Design of Steel Structure*, McGraw-Hill, New York, 1998.

Desy Hermiati dan Andry Wisnu P, *Pengaruh Kekakuan Balok Fondasi Terhadap Respon Struktur Braced Multistory Steel Frame (Analisis Dan Desain)*, Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil, FTSP UII, Yogyakarta, 2003.

Imam Wibowo dan Hafizh Auzzami, *Pengaruh Penggunaan Pengaku (Bracing) Terhadap Respon Elastik Struktur Baja Tahan Gempa Dengan*

*Memperhitungkan Rotasi Fondasi*, Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil, FTSP  
UII, Yogyakarta, 2003.

Rokach, A.J. *Structural Steel Design (Load and Resistance Factor Method)*,  
McGraw-Hill, New York, 1991.

Salmon, C.G. dan Johnson, J.E., 1996, *Struktur Baja Desain dan Perilaku*, PT.  
Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.

Widodo, *Respon Dinamik Struktur Elastik*, UII Press, Yogyakarta, 2001.

Widodo, 1998, *Teknik Gempa*, Diktat Kuliah, Jurusan Teknik Sipil, Universitas  
Islam Indonesia, Yogyakarta.

Wiwit Budi C. dan Hariyanto, *Analisis Bracing Pada Desain Struktur Baja Tahan  
Gempa Dengan Strong Column Weak Beam*, Tugas Akhir, Jurusan Teknik  
Sipil, FTSP UII, Yogyakarta, 2000.

**KARTU KEANGGARAN KEANGGARAN**

No.	Nama	Tempat	Tempat
1.	...	...	...
2.	...	...	...

**PERIODE IV - JUNI - NOPEMBER**

No.	Nama	Tempat	Tempat
1.	...	...	...
2.	...	...	...
3.	...	...	...
4.	...	...	...
5.	...	...	...
6.	...	...	...
7.	...	...	...
8.	...	...	...
9.	...	...	...
10.	...	...	...

...  
...



...  
...

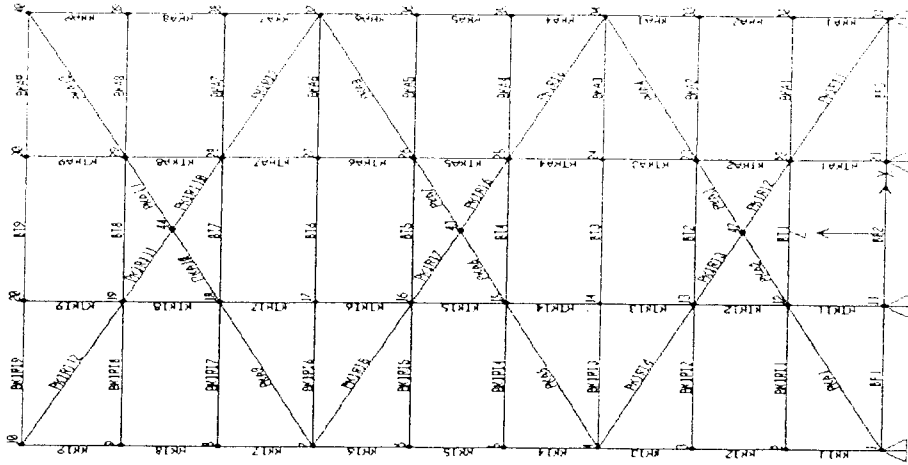
...  
...  
...

20/10/2005  
...

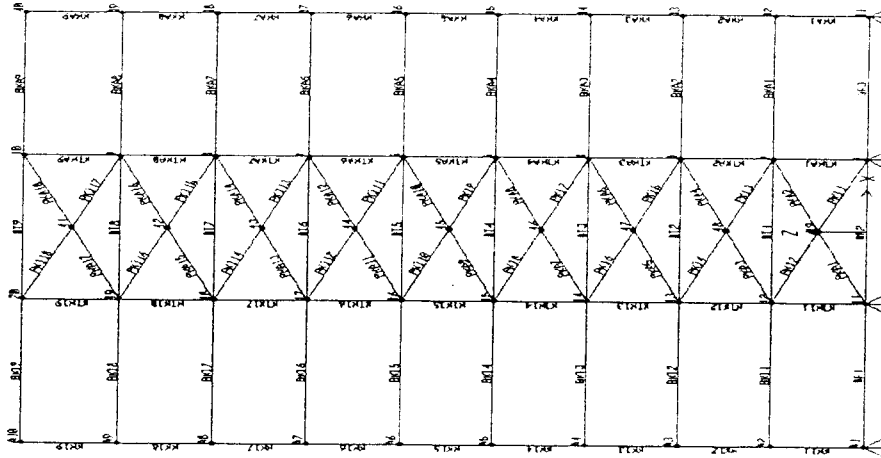
# CATATAN KONSULTASI TUGAS AKHIR

NO	TANGGAL	CATATAN KONSULTASI	TANDA TANGAN
	0/0/03		
	24/9/03	layak	
	8/10/03	bekerja pabrik tempat umum	
	24/10/03	Silahkan dapat	
	2/10/03	silahkan	
	12/11/03	see p	
		Dapat Pendidikan	
	15/11/2003	Dapat Diklat	
	5/1/04	Pendidikan	

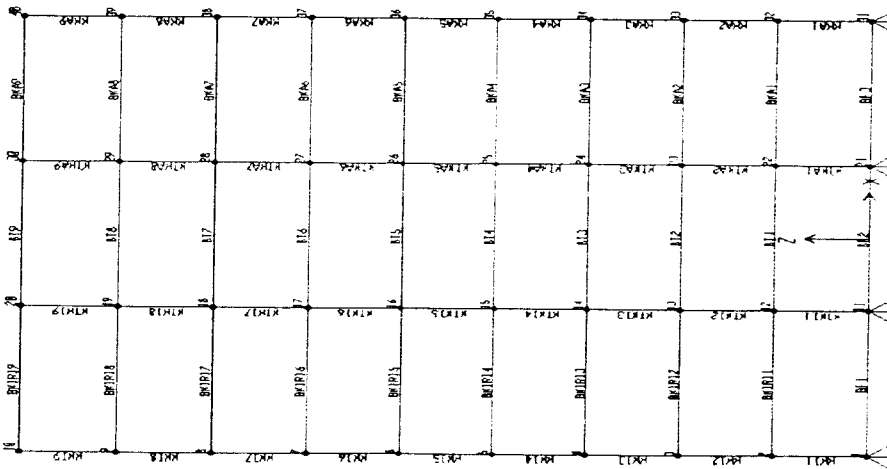
Struktur Portal Baja 9 Lantai – 3 Bentang



Global Braced Frame



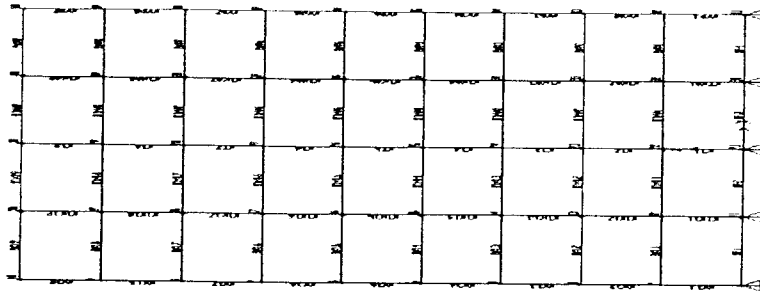
Local Braced Frame



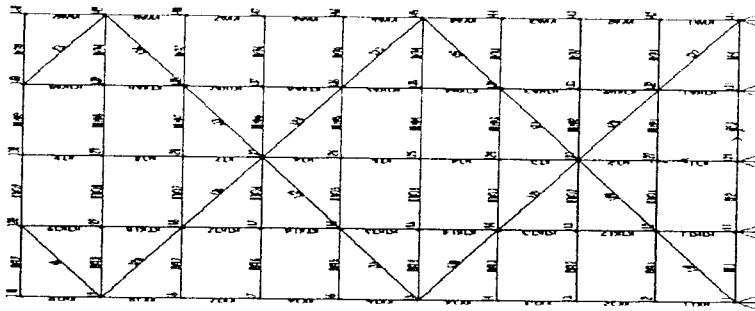
Open Frame



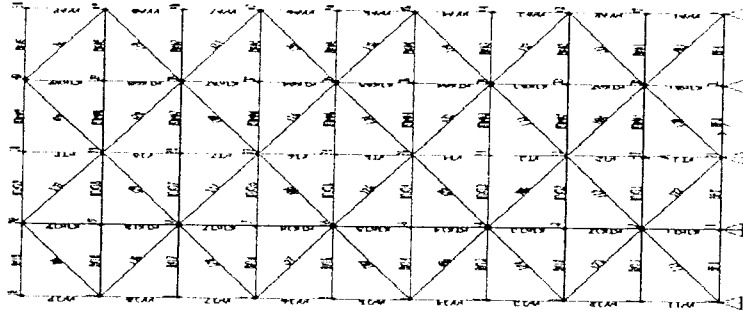
Struktur Portal Baja 9 Lantai – 4 Bentang



*Open Frame*

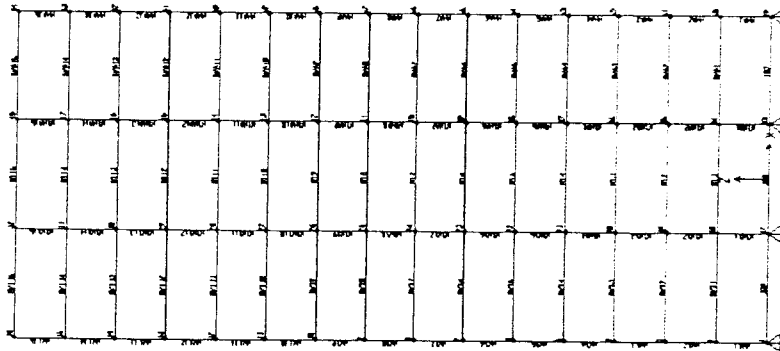


*Global Braced Frame Type 1*

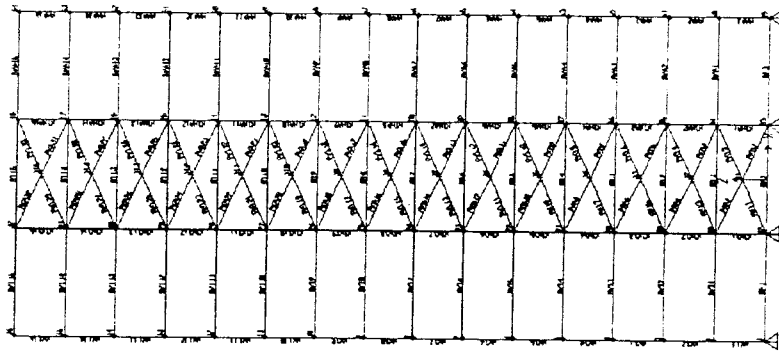


*Global Braced Frame Type 2*

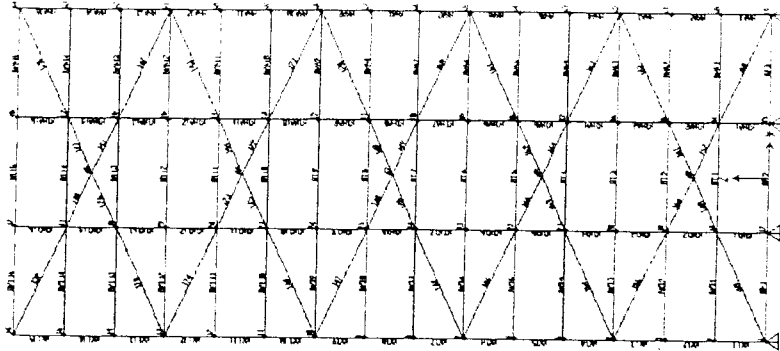
Struktur Portal Baja 15 Lantai – 3 Bentang



*Open Frame*

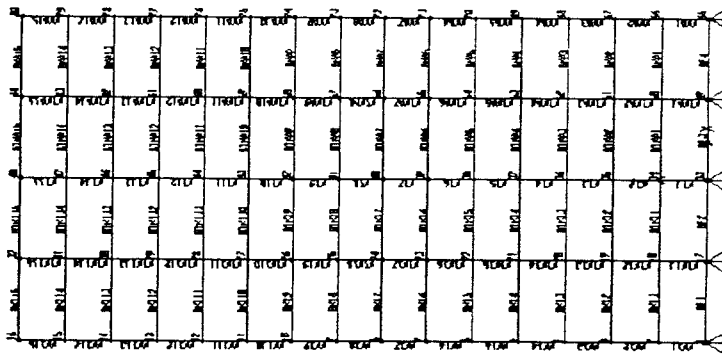


*Local Braced Frame*

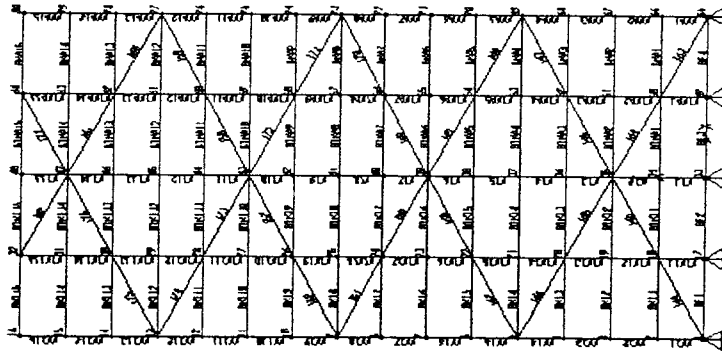


*Global Braced Frame*

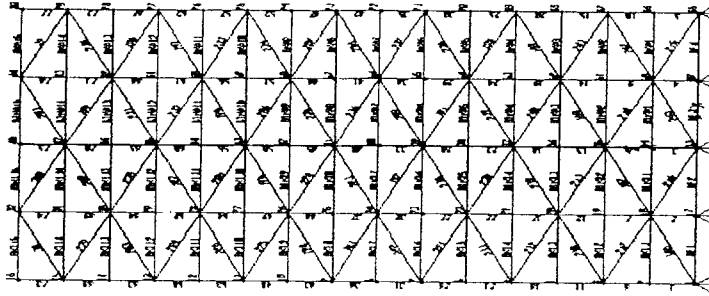
# Struktur Portal Baja 15 Lantai - 4 Bentang



*Open Frame*

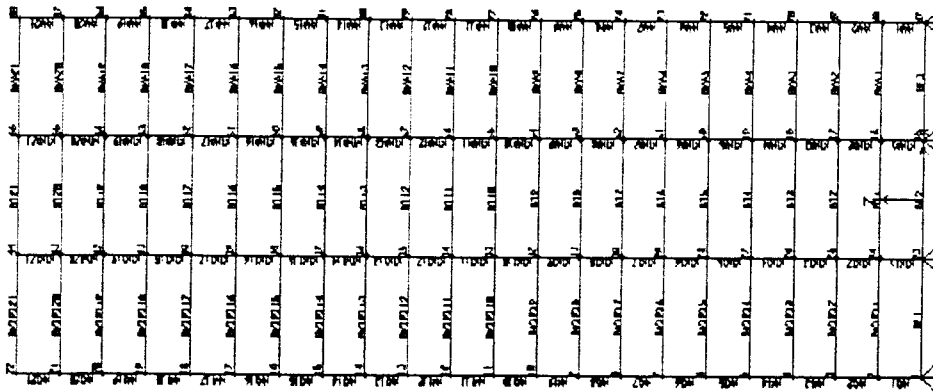


*Global Braced Frame Type 1*

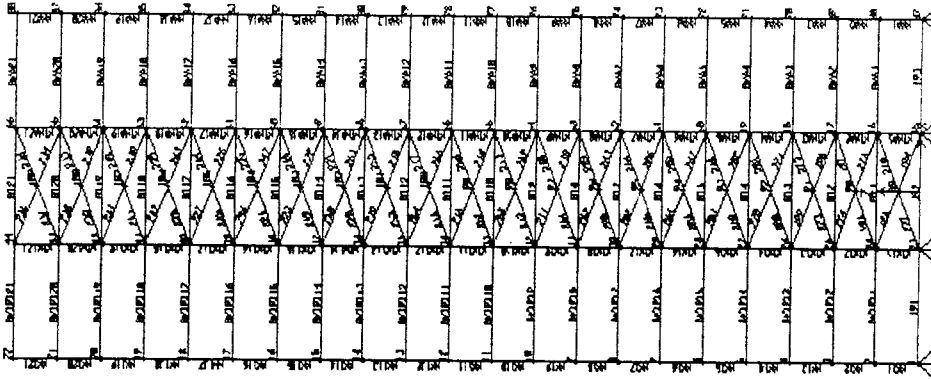


*Global Braced Frame Type 2*

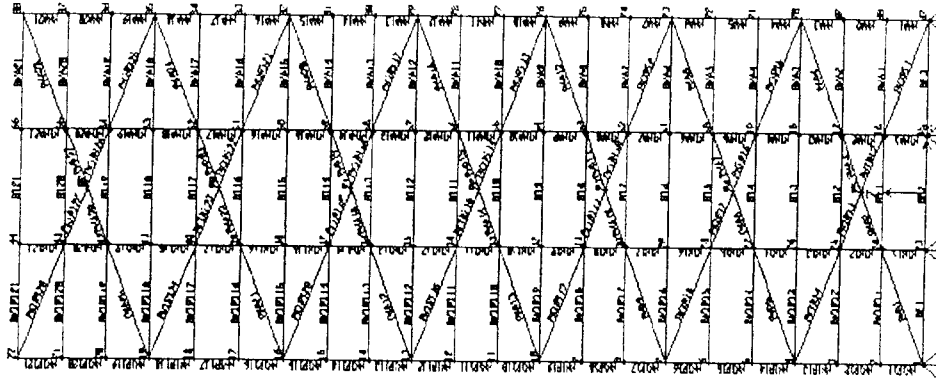
Struktur Portal Baja 21 Lantai – 3 Bentang



Open Frame

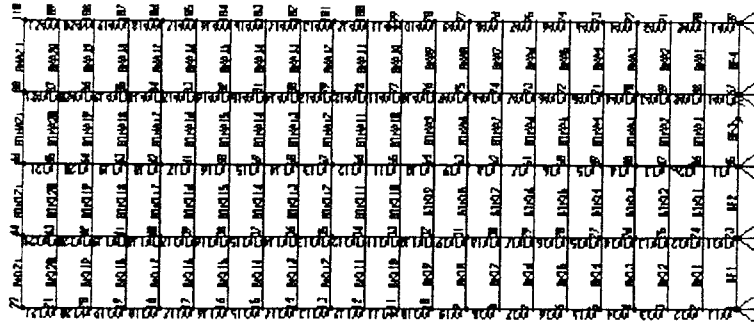


Local Braced Frame

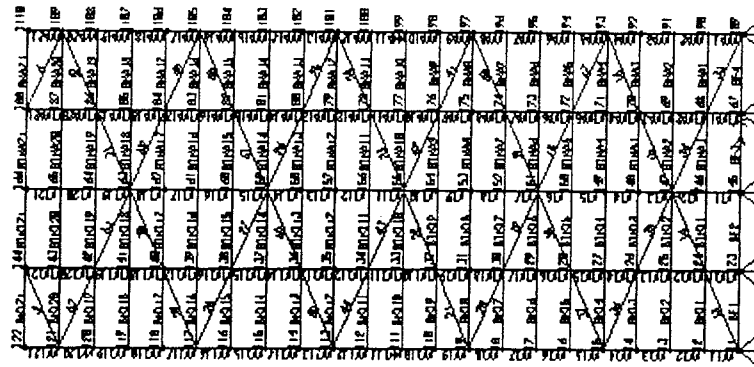


Global Braced Frame

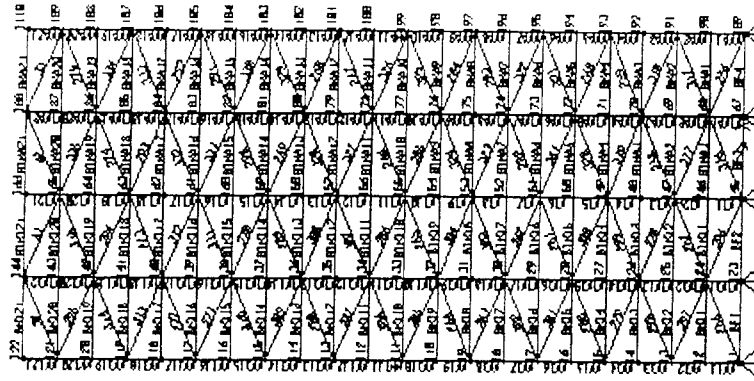
### Struktur Portal Baja 21 Lantai – 4 Bentang



Open Frame



Global Braced Frame Type 1



Global Braced Frame Type 2

Lampiran 7

Evaluasi Periode Getar Rayleigh Struktur Tanpa Pengaku

Tingkat	Fi (kg)	Gaya Geser	Kekakuan Tingkat	Simpangan Antar Tingkat	Simpangan Tingkat ( $\delta$ )	Wi	Wi $\cdot\delta$ <sup>2</sup>	Fi $\cdot\delta$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
21	21130.61	21130.61	746200.881	0.03	3.05	310354.02	2883498.26	64408.50
20	12757.93	33888.53	746200.881	0.05	3.02	739532.26	6743919.30	38526.33
19	12120.03	46008.56	746200.881	0.06	2.97	739532.26	6542600.77	36049.59
18	11482.13	57490.70	746200.881	0.08	2.91	739532.26	6274164.09	33444.29
17	10844.24	68334.93	746200.881	0.09	2.84	739532.26	5946637.76	30750.78
16	10206.34	78541.27	746200.881	0.11	2.74	739532.26	5568751.23	28007.25
15	9568.44	88109.72	746200.881	0.12	2.64	739532.26	5149745.77	25249.67
14	8930.55	97040.27	746200.881	0.13	2.52	739532.26	4699196.07	22511.86
13	8292.65	105332.92	746200.881	0.14	2.39	739532.26	4226842.74	19825.44
12	7654.76	112987.67	746200.881	0.15	2.25	739532.26	3742435.57	17219.87
11	7016.86	120004.53	746200.881	0.16	2.10	739532.26	3255587.63	14722.41
10	6378.96	126383.50	746200.881	0.17	1.94	739532.26	2775640.13	12358.14
9	5741.07	132124.56	746200.881	0.18	1.77	739532.26	2311538.17	10149.97
8	5103.17	137227.73	746200.881	0.18	1.59	739532.26	1871717.17	8118.61
7	4465.27	141693.01	746200.881	0.19	1.41	739532.26	1464000.27	6282.61
6	3827.38	145520.38	746200.881	0.20	1.22	739532.26	1095506.40	4658.33
5	3189.48	148709.87	746200.881	0.20	1.02	739532.26	772569.23	3259.94
4	2551.59	151261.45	746200.881	0.20	0.82	739532.26	500666.92	2099.45
3	1913.69	153175.14	746200.881	0.21	0.62	739532.26	284362.67	1186.67
2	1275.79	154450.93	746200.881	0.21	0.41	739532.26	127256.07	529.23
1	637.90	155088.83	746200.881	0.21	0.21	739532.26	31945.28	132.58
							66268581.49	379491.51

Lampiran 8

Evaluasi Periode Getar Rayleigh Struktur Berpengaku

Tingkat	Fi (kg)	Gaya Geser	Kekakuan Tingkat	Simpangan Antar Tingkat	Simpangan Tingkat ( $\delta$ )	Wi	Wi. $\delta$ <sup>2</sup>	Fi. $\delta$ i
1	2	3	4	5	6	7	8	9
21	36721.69	36721.69	921960.820	0.04	4.29	310998.29	5715590.87	157425.17
20	22169.16	58890.84	921960.820	0.06	4.25	740820.80	13363142.32	94155.76
19	21060.70	79951.54	921960.820	0.09	4.18	740820.80	12964211.10	88102.71
18	19952.24	99903.79	921960.820	0.11	4.10	740820.80	12432287.73	81735.49
17	18843.78	118747.57	921960.820	0.13	3.99	740820.80	11783280.71	75152.71
16	17735.33	136482.90	921960.820	0.15	3.86	740820.80	11034487.43	68447.67
15	16626.87	153109.76	921960.820	0.17	3.71	740820.80	10204219.29	61708.33
14	15518.41	168628.18	921960.820	0.18	3.55	740820.80	9311448.41	55017.30
13	14409.95	183038.13	921960.820	0.20	3.36	740820.80	8375475.61	48451.89
12	13301.49	196339.62	921960.820	0.21	3.16	740820.80	7415619.89	42084.06
11	12193.04	208532.66	921960.820	0.23	2.95	740820.80	6450929.30	35980.44
10	11084.58	219617.24	921960.820	0.24	2.72	740820.80	5499913.20	30202.34
9	9976.12	229593.36	921960.820	0.25	2.49	740820.80	4580296.02	24805.72
8	8867.66	238461.02	921960.820	0.26	2.24	740820.80	3708792.33	19841.24
7	7759.21	246220.23	921960.820	0.27	1.98	740820.80	2900903.42	15354.20
6	6650.75	252870.98	921960.820	0.27	1.71	740820.80	2170735.23	11384.59
5	5542.29	258413.27	921960.820	0.28	1.44	740820.80	1530837.71	7967.04
4	4433.83	262847.10	921960.820	0.29	1.16	740820.80	992065.66	5130.89
3	3325.37	266172.47	921960.820	0.29	0.87	740820.80	563460.91	2900.12
2	2216.92	268389.39	921960.820	0.29	0.58	740820.80	252155.91	1293.38
1	1107.49	269496.88	921960.820	0.29	0.29	740176.53	63243.79	323.73
							131313096.83	927464.78

### Lampiran 9

#### Perhitungan Gaya Gempa Dengan T Rayleigh Struktur Tanpa Pengaku

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi/Lantai (kg)	Fi Portal (kg)
1	2	3	4	5	6
21	78.75	310354.018	24440378.918	17910.828	4477.707
20	75.00	739532.262	55464919.650	10813.934	2703.484
19	71.25	739532.262	52691673.668	10273.238	2568.309
18	67.50	739532.262	49918427.685	9732.541	2433.135
17	63.75	739532.262	47145181.703	9191.844	2297.961
16	60.00	739532.262	44371935.720	8651.148	2162.787
15	56.25	739532.262	41598689.738	8110.451	2027.613
14	52.50	739532.262	38825443.755	7569.754	1892.439
13	48.75	739532.262	36052197.773	7029.057	1757.264
12	45.00	739532.262	33278951.790	6488.361	1622.090
11	41.25	739532.262	30505705.808	5947.664	1486.916
10	37.50	739532.262	27732459.825	5406.967	1351.742
9	33.75	739532.262	24959213.843	4866.270	1216.568
8	30.00	739532.262	22185967.860	4325.574	1081.393
7	26.25	739532.262	19412721.878	3784.877	946.219
6	22.50	739532.262	16639475.895	3244.180	811.045
5	18.75	739532.262	13866229.913	2703.484	675.871
4	15.00	739532.262	11092983.930	2162.787	540.697
3	11.25	739532.262	8319737.948	1622.090	405.523
2	7.50	739532.262	5546491.965	1081.393	270.348
1	3.75	739532.262	2773245.983	540.697	135.174
		15100999.258	606822035.243		



### Lampiran 10

#### Perhitungan Gaya Gempa Dengan T Rayleigh Struktur Berpengaku

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi/Lantai (kg)	Fi Portal (kg)
1	2	3	4	5	6
21	78.75	310998.288	24491115.180	19926.960	4981.740
20	75.00	740820.802	55561560.150	12030.056	3007.514
19	71.25	740820.802	52783482.143	11428.553	2857.138
18	67.50	740820.802	50005404.135	10827.050	2706.763
17	63.75	740820.802	47227326.128	10225.548	2556.387
16	60.00	740820.802	44449248.120	9624.045	2406.011
15	56.25	740820.802	41671170.113	9022.542	2255.636
14	52.50	740820.802	38893092.105	8421.039	2105.260
13	48.75	740820.802	36115014.098	7819.536	1954.884
12	45.00	740820.802	33336936.090	7218.034	1804.508
11	41.25	740820.802	30558858.083	6616.531	1654.133
10	37.50	740820.802	27780780.075	6015.028	1503.757
9	33.75	740820.802	25002702.068	5413.525	1353.381
8	30.00	740820.802	22224624.060	4812.022	1203.006
7	26.25	740820.802	19446546.053	4210.520	1052.630
6	22.50	740820.802	16668468.045	3609.017	902.254
5	18.75	740820.802	13890390.038	3007.514	751.879
4	15.00	740820.802	11112312.030	2406.011	601.503
3	11.25	740820.802	8334234.023	1804.508	451.127
2	7.50	740820.802	5556156.015	1203.006	300.751
1	3.75	740176.532	2775661.995	600.980	150.245
		15126770.058	607885080.743		

Lampiran 11

Evaluasi Periode Getar Rayleigh Struktur Tanpa Pengaku

ingkat	Fi (kg)	Gaya Geser	Kekakuan Tingkat	Simpangan Antar Tingkat	Simpangan Tingkat ( $\delta$ )	Wi	Wi. $\delta$ <sup>2</sup>	Fi. $\delta$ <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
21	17910.828	17910.828	746200.881	0.02	2.58	310354.018	2071700.718	46275.432
20	10813.934	28724.762	746200.881	0.04	2.56	739532.262	4845289.010	27679.932
19	10273.238	38998.000	746200.881	0.05	2.52	739532.262	4700648.127	25900.470
18	9732.541	48730.541	746200.881	0.07	2.47	739532.262	4507785.007	24028.645
17	9191.844	57922.385	746200.881	0.08	2.40	739532.262	4272467.877	22093.448
16	8651.148	66573.533	746200.881	0.09	2.33	739532.262	4000968.571	20122.305
15	8110.451	74683.984	746200.881	0.10	2.24	739532.262	3699926.630	18141.074
14	7569.754	82253.738	746200.881	0.11	2.14	739532.262	3376221.166	16174.045
13	7029.057	89282.795	746200.881	0.12	2.03	739532.262	3036850.495	14243.943
12	6488.361	95771.156	746200.881	0.13	1.91	739532.262	2688819.531	12371.924
11	5947.664	101718.820	746200.881	0.14	1.78	739532.262	2339034.951	10577.577
10	5406.967	107125.787	746200.881	0.14	1.64	739532.262	1994208.122	8878.926
9	4866.270	111992.057	746200.881	0.15	1.50	739532.262	1660765.793	7292.423
8	4325.574	116317.631	746200.881	0.16	1.35	739532.262	1344768.561	5832.959
7	3784.877	120102.508	746200.881	0.16	1.19	739532.262	1051837.087	4513.853
6	3244.180	123346.689	746200.881	0.17	1.03	739532.262	787086.097	3346.860
5	2703.484	126050.172	746200.881	0.17	0.87	739532.262	555066.132	2342.165
4	2162.787	128212.959	746200.881	0.17	0.70	739532.262	359713.072	1508.389
3	1622.090	129835.049	746200.881	0.17	0.53	739532.262	204305.427	852.582
2	1081.393	130916.443	746200.881	0.18	0.35	739532.262	91429.389	380.231
1	540.697	131457.139	746200.881	0.18	0.18	739532.262	22951.653	95.254
							47611843.419	272652.438

Lampiran 12

Evaluasi Periode Getar Rayleigh Struktur Berpengaku

Tingkat	Fi (kg)	Gaya Geser	Kekakuan Tingkat	Simpangan Antar Tingkat	Simpangan Tingkat ( $\delta$ )	Wi	Wi. $\delta$ <sup>2</sup>	Fi. $\delta$ i
1	2	3	4	5	6	7	8	9
21	19926.960	19926.960	921960.820	0.02	2.33	310998.288	1683053.949	46356.546
20	12030.056	31957.016	921960.820	0.03	2.30	740820.802	3935006.891	27725.783
19	11428.553	43385.570	921960.820	0.05	2.27	740820.802	3817534.738	25943.357
18	10827.050	54212.620	921960.820	0.06	2.22	740820.802	3660900.760	24068.418
17	10225.548	64438.168	921960.820	0.07	2.16	740820.802	3469789.492	22130.007
16	9624.045	74062.212	921960.820	0.08	2.09	740820.802	3249294.441	20155.593
15	9022.542	83084.754	921960.820	0.09	2.01	740820.802	3004807.721	18171.077
14	8421.039	91505.794	921960.820	0.10	1.92	740820.802	2741915.994	16200.789
13	7819.536	99325.330	921960.820	0.11	1.82	740820.802	2466302.719	14267.491
12	7218.034	106543.364	921960.820	0.12	1.72	740820.802	2183656.708	12392.374
11	6616.531	113159.895	921960.820	0.12	1.60	740820.802	1899586.985	10595.058
10	6015.028	119174.923	921960.820	0.13	1.48	740820.802	1619543.953	8893.597
9	5413.525	124588.448	921960.820	0.14	1.35	740820.802	1348746.872	7304.472
8	4812.022	129400.470	921960.820	0.14	1.21	740820.802	1092117.636	5842.595
7	4210.520	133610.990	921960.820	0.14	1.07	740820.802	854220.863	4521.309
6	3609.017	137220.007	921960.820	0.15	0.93	740820.802	639210.290	3352.387
5	3007.514	140227.521	921960.820	0.15	0.78	740820.802	450781.469	2346.033
4	2406.011	142633.532	921960.820	0.15	0.63	740820.802	292130.782	1510.879
3	1804.508	144438.040	921960.820	0.16	0.47	740820.802	165920.746	853.990
2	1203.006	145641.046	921960.820	0.16	0.32	740820.802	74251.641	380.859
1	600.980	146242.026	921960.820	0.16	0.16	740176.532	18623.220	95.328
							38667397.871	273107.943

### Lampiran 13

#### Momen Balok Pada Sendi Plastis – *Open Frame*

Tingkat	Balok tepi kiri		Balok tengah		Balok tepi kanan	
	kiri	kanan	kiri	kanan	kiri	kanan
1	2	3	4	5	6	7
21	-8571.219	3016.457	583.770	-5410.625	5563.992	-11684.140
20	-12692.380	-1596.774	-3083.917	-11347.250	3057.992	-17661.770
19	-11365.120	-2871.140	-1929.242	-12385.150	4037.819	-18739.010
18	-10109.390	-4077.347	-794.971	-13542.240	5144.841	-19889.490
17	-8837.296	-5300.857	308.415	-14652.160	6159.134	-20953.550
16	-7587.655	-6504.574	1354.698	-15710.920	7086.274	-21926.900
15	-6363.239	-7685.879	2336.312	-16707.870	7916.336	-22800.620
14	-5165.546	-8843.474	3249.121	-17639.350	8647.513	-23572.530
13	-3993.848	-9978.179	4090.697	-18502.970	9278.802	-24241.560
12	-2846.797	-11091.420	4859.192	-19296.970	9809.651	-24807.080
11	-1722.727	-12184.950	5552.965	-20019.810	10239.480	-25268.450
10	-619.855	-13260.590	6170.390	-20669.970	10567.500	-25624.810
9	463.508	-14320.140	6709.627	-21245.750	10792.510	-25874.880
8	1528.456	-15364.780	7168.147	-21744.770	10912.400	-26016.460
7	2574.140	-16393.840	7541.424	-22162.650	10922.810	-26045.000
6	3593.946	-17401.120	7819.359	-22489.470	10813.490	-25949.900
5	4565.053	-18364.710	7976.271	-22699.790	10558.070	-25703.680
4	5417.977	-19218.380	7943.306	-22724.780	10085.740	-25233.400
3	5960.473	-19773.400	7529.867	-22374.960	9200.413	-24332.580
2	5607.051	-19488.910	6214.681	-21124.870	7371.253	-22469.130
1	3011.245	-16920.220	2505.141	-17502.340	3030.482	-17899.400

## Lampiran 14

### Momen Balok Pada Sendi Plastis – *Local Braced Frame*

Tingkat	Balok tepi kiri		Balok tengah		Balok tepi kanan	
	kiri	kanan	kiri	kanan	kiri	kanan
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>
21	-5065.714	-901.352	-3692.189	-1207.608	9096.617	-14775.020
20	-9189.999	-5267.132	-7854.632	-6604.789	6257.151	-20682.960
19	-8727.495	-5756.812	-7587.072	-6765.015	6470.820	-20907.940
18	-8314.639	-6156.915	-7438.913	-6933.916	6771.867	-21217.140
17	-7845.583	-6619.638	-7295.705	-7083.565	7031.110	-21483.800
16	-7347.840	-7110.943	-7167.173	-7223.967	7252.880	-21712.580
15	-6831.725	-7621.255	-7048.944	-7356.819	7421.083	-21887.410
14	-6308.924	-8138.654	-6938.941	-7484.629	7523.205	-21995.920
13	-5790.003	-8652.476	-6834.928	-7609.654	7546.839	-22025.820
12	-5284.993	-9152.583	-6734.801	-7734.089	7479.931	-21965.160
11	-4803.520	-9629.243	-6636.504	-7860.082	7310.505	-21802.080
10	-4355.013	-10072.930	-6537.998	-7989.783	7026.486	-21524.610
9	-3948.879	-10474.120	-6437.224	-8125.375	6615.488	-21120.480
8	-3594.698	-10823.140	-6332.060	-8269.115	6064.619	-20576.920
7	-3302.418	-11109.920	-6220.291	-8423.373	5360.268	-19880.420
6	-3082.570	-11323.830	-6099.558	-8590.670	4487.892	-19016.580
5	-2946.347	-11453.450	-5967.345	-8773.732	3431.751	-17969.740
4	-2906.798	-11486.200	-5820.739	-8975.523	2174.881	-16723.530
3	-2972.842	-11409.110	-5657.725	-9199.101	697.030	-15254.980
2	-3194.367	-11197.140	-5472.492	-9446.265	-1016.279	-13567.910
1	-3464.076	-10797.960	-5379.701	-9622.271	-3141.070	-11372.370

## Lampiran 15

### Momen Balok Pada Sendi Plastis – *Global Braced Frame*

Tingkat	Balok tepi kiri		Balok tengah		Balok tepi kanan	
	kiri	kanan	kiri	kanan	kiri	kanan
1	2	3	4	5	6	7
21	-4507.948	-1286.257	-2172.302	-3710.375	-937.332	-5004.200
20	-8912.174	-5512.104	-6640.335	-8231.418	-5157.113	-9327.708
19	-8709.265	-5728.841	-6408.499	-8421.005	-4985.487	-9553.738
18	-8253.378	-6148.916	-5976.045	-8879.552	-4575.380	-9944.456
17	-8308.571	-6099.646	-6014.463	-8836.912	-4612.945	-9931.382
16	-8124.382	-6284.971	-5822.154	-9006.135	-4500.408	-10068.270
15	-7657.122	-6724.849	-5372.880	-9486.520	-4105.244	-10437.280
14	-7734.113	-6641.278	-5479.202	-9387.935	-4208.859	-10358.820
13	-7579.647	-6809.336	-5339.736	-9489.304	-4188.736	-10408.680
12	-7086.341	-7279.673	-4886.123	-9984.027	-3803.180	-10758.080
11	-7158.021	-7189.740	-5054.516	-9835.990	-3961.607	-10623.980
10	-7029.468	-7345.172	-4987.544	-9850.802	-4048.382	-10571.210
9	-6508.496	-7848.713	-4554.963	-10334.700	-3692.986	-10882.120
8	-6525.680	-7800.450	-4766.527	-10158.490	-3888.289	-10708.550
7	-6409.584	-7957.551	-4790.670	-10069.630	-4102.595	-10531.620
6	-5867.210	-8490.913	-4420.719	-10501.730	-3821.715	-10760.920
5	-5753.009	-8558.569	-4644.353	-10332.330	-4030.812	-10569.390
4	-5620.045	-8745.971	-4781.027	-10120.850	-4403.577	-10236.670
3	-5077.890	-9303.327	-4529.659	-10447.020	-4265.102	-10315.030
2	-4624.250	-9621.281	-4742.753	-10306.690	-4481.519	-10129.000
1	-4484.236	-9816.157	-5095.976	-9885.278	-5171.233	-9381.616

## Lampiran 16

### Koefisien Distribusi Momen Kolom – *Open Frame*

Tingkat	Kolom	Momen kolom bawah (kg.m)	Momen kolom atas (kg.m)	$\alpha$
1	2	3	4	5
21	tepi kiri	-14420.94	13468.23	0.5171
	tengah kiri	-3954.178	3233.012	0.5502
	tengah kanan	7520.384	-14300.32	0.6554
	tepi kanan	12655.97	-17391.09	0.5788
20	tepi kiri	-13103.07	8699.89	0.6010
	tengah kiri	-1958.946	-2061.775	0.5128
	tengah kanan	7855.654	-11031.96	0.5841
	tepi kanan	12930.65	-16811.34	0.5652
19	tepi kiri	-12332.63	8318.243	0.5972
	tengah kiri	-474.7101	-3181.57	0.8702
	tengah kanan	9501.198	-13322.48	0.5837
	tepi kanan	13772.71	-17908.24	0.5653
18	tepi kiri	-11393.79	7480.685	0.6037
	tengah kiri	1156.128	-4717.946	0.8032
	tengah kanan	10982.9	-14591.93	0.5706
	tepi kanan	14570.78	-18539.68	0.5599
17	tepi kiri	-10459.67	6790.342	0.6064
	tengah kiri	2750.536	-6087.787	0.6888
	tengah kanan	12420.98	-15848.52	0.5606
	tepi kanan	15341.36	-19103.06	0.5546
16	tepi kiri	-9529.623	6123.782	0.6088
	tengah kiri	4301.501	-7395.625	0.6323
	tengah kanan	13764.53	-16969.48	0.5521
	tepi kanan	16057.19	-19577.77	0.5494
15	tepi kiri	-8611.923	5485.185	0.6109
	tengah kiri	5798.126	-8634.912	0.5983
	tengah kanan	15007.98	-17979.84	0.5450
	tepi kanan	16713.05	-19979.44	0.5445
14	tepi kiri	-7707.647	4868.181	0.6129

### Lampiran 16 Lanjutan

1	2	3	4	5
14	tengah kiri	7237.617	-9809.597	0.5754
	tengah kanan	16146.65	-18878.02	0.5390
	tepi kanan	17306.27	-20310.56	0.5399
13	tepi kiri	-6816.729	4270.743	0.6148
	tengah kiri	8618.854	-10920.39	0.5589
	tengah kanan	17178.36	-19664.3	0.5337
	tepi kanan	17835.76	-20572.43	0.5356
12	tepi kiri	-5938.379	3691.191	0.6167
	tengah kiri	9941.598	-11967.89	0.5462
	tengah kanan	18101.46	-20337.89	0.5291
	tepi kanan	18300.85	-20765.34	0.5315
11	tepi kiri	-5071.405	3128.165	0.6185
	tengah kiri	11206.05	-12952.45	0.5361
	tengah kanan	18914.55	-20897.68	0.5249
	tepi kanan	18701.11	-20889.13	0.5276
10	tepi kiri	-4214.106	2580.548	0.6202
	tengah kiri	12412.83	-13874.16	0.5278
	tengah kanan	19616.49	-21342.06	0.5211
	tepi kanan	19036.37	-20943.17	0.5238
9	tepi kiri	-3363.685	2047.863	0.6216
	tengah kiri	13563.36	-14732.33	0.5207
	tengah kanan	20206.67	-21668.44	0.5175
	tepi kanan	19307.35	-20925.96	0.5201
8	tepi kiri	-2514.561	1531.481	0.6215
	tengah kiri	14660.93	-15523.82	0.5143
	tengah kanan	20686.15	-21871.59	0.5139
	tepi kanan	19517.37	-20833.96	0.5163
7	tepi kiri	-1653.415	1038.05	0.6143
	tengah kiri	15713.85	-16238.66	0.5082
	tengah kanan	21060.84	-21939.17	0.5102
	tepi kanan	19676.98	-20658.06	0.5122
6	tepi kiri	-746.8267	589.3428	0.5589
	tengah kiri	16744.45	-16847.54	0.5015



### Lampiran 16 Lanjutan

1	2	3	4	5
6	tengah kanan	21350.07	-21839.28	0.5057
	tepi kanan	19818.26	-20374.09	0.5069
5	tepi kiri	302.6075	247.9939	0.5496
	tengah kiri	17812.02	-17266.81	0.5078
	tengah kanan	21611.83	-21485.71	0.5015
	tepi kanan	20026.23	-19914.83	0.5014
4	tepi kiri	1717.067	200.3139	0.8955
	tengah kiri	19089.81	-17263	0.5251
	tengah kanan	22007.35	-20640.59	0.5160
	tepi kanan	20580.45	-19101.7	0.5186
3	tepi kiri	4414.246	915.2363	0.8283
	tengah kiri	21005.68	-16174.62	0.5650
	tengah kanan	23005.5	-18645.14	0.5523
	tepi kanan	21999.34	-17391.08	0.5585
2	tepi kiri	8976.01	4057.115	0.6887
	tengah kiri	25037.78	-12200.75	0.6724
	tengah kanan	25880.2	-13672.32	0.6543
	tepi kanan	27443.84	-13580.38	0.6690
1	tepi kiri	29928.41	11953.66	0.7146
	tengah kiri	33840.03	-102.3189	0.9970
	tengah kanan	33972.37	-510.2192	0.9852
	tepi kanan	34550.21	-2291.174	0.9378

### Lampiran 17

#### Koefisien Distribusi Momen Kolom – *Local Braced Frame*

Tingkat	Kolom	Momen kolom bawah (kg.m)	Momen kolom atas (kg.m)	$\alpha$
1	2	3	4	5
21	tepi kiri	-10216.47	8900.547	0.5344
	tengah kiri	-2979.601	3661.911	0.5514
	tengah kanan	7939.258	-12992.55	0.6207
	tepi kanan	16513.82	-21429.71	0.5648
20	tepi kiri	-9542.907	8375.664	0.5326
	tengah kiri	-1637.196	273.4528	0.8569
	tengah kanan	7675.81	-8263.436	0.5184
	tepi kanan	16195.4	-16864.74	0.5101
19	tepi kiri	-9326.136	8450.476	0.5246
	tengah kiri	-1378.291	594.8497	0.6985
	tengah kanan	8085.464	-9018.883	0.5273
	tepi kanan	16478.49	-17470.89	0.5146
18	tepi kiri	-9002.092	8138.065	0.5252
	tengah kiri	-942.1907	123.9421	0.8837
	tengah kanan	8380.579	-9245.409	0.5245
	tepi kanan	16665.86	-17584.33	0.5134
17	tepi kiri	-8649.018	7859.73	0.5239
	tengah kiri	-498.2115	-244.5186	0.6708
	tengah kanan	8675.139	-9503.695	0.5228
	tepi kanan	16859.66	-17738.88	0.5127
16	tepi kiri	-8266.011	7573.542	0.5219
	tengah kiri	-30.73241	-619.7783	0.9528
	tengah kanan	8944.884	-9701.126	0.5203
	tepi kanan	17034.17	-17838.31	0.5115
15	tepi kiri	-7862.905	7293.564	0.5188
	tengah kiri	450.3592	-980.6307	0.6853
	tengah kanan	9184.58	-9843.62	0.5173
	tepi kanan	17182.48	-17887.71	0.5101
14	tepi kiri	-7447.132	7025.031	0.5146
	tengah kiri	939.473	-1324.706	0.5851
	tengah kanan	9386.936	-9924.107	0.5139

### Lampiran 17 Lanjutan

1	2	3	4	5
14	tepi kanan	17295.59	-17878.06	0.5083
13	tepi kiri	-7025.755	6774.111	0.5091
	tengah kiri	1431.045	-1647.232	0.5351
	tengah kanan	9545.355	-9937.304	0.5101
	tepi kanan	17365.35	-17802.5	0.5062
12	tepi kiri	-6605.32	6546.658	0.5022
	tengah kiri	1920.015	-1943.882	0.5031
	tengah kanan	9653.454	-9877.591	0.5057
	tepi kanan	17383.8	-17653.83	0.5039
11	tepi kiri	-6192.023	6348.525	0.5062
	tengah kiri	2401.651	-2210.271	0.5207
	tengah kanan	9704.995	-9739.185	0.5009
	tepi kanan	17343.16	-17424.73	0.5012
10	tepi kiri	-5791.829	6185.653	0.5164
	tengah kiri	2871.461	-2441.925	0.5404
	tengah kanan	9693.792	-9516.016	0.5046
	tepi kanan	17235.67	-17107.56	0.5019
9	tepi kiri	-5410.581	6064.194	0.5285
	tengah kiri	3325.111	-2634.177	0.5580
	tengah kanan	9613.612	-9201.619	0.5109
	tepi kanan	17053.49	-16694.29	0.5053
8	tepi kiri	-5054.137	5990.644	0.5424
	tengah kiri	3758.332	-2782.068	0.5746
	tengah kanan	9458.074	-8789.04	0.5183
	tepi kanan	16788.57	-16176.3	0.5093
7	tepi kiri	-4728.336	5971.952	0.5581
	tengah kiri	4166.801	-2880.24	0.5913
	tengah kanan	9220.577	-8270.713	0.5272
	tepi kanan	16432.39	-15544.28	0.5139
6	tepi kiri	-4440.149	6015.839	0.5753
	tengah kiri	4546.297	-2922.859	0.6087
	tengah kanan	8894.081	-7638.33	0.5380
	tepi kanan	15976.73	-14788.2	0.5193
5	tepi kiri	-4191.061	6129.764	0.5939
	tengah kiri	4891.093	-2903.228	0.6275

### Lampiran 17 Lanjutan

1	2	3	4	5
5	tengah kanan	8471.603	-6882.768	0.5517
	tepi kanan	15407.84	-13896.1	0.5258
4	tepi kiri	-4020.837	6328.958	0.6115
	tengah kiri	5203.207	-2815.185	0.6489
	tengah kanan	7943.81	-5993.715	0.5700
	tepi kanan	14743.43	-12860.62	0.5341
3	tepi kiri	-3711.324	6585.708	0.6396
	tengah kiri	5448.751	-2643.505	0.6733
	tengah kanan	7316.126	-4958.697	0.5960
	tepi kanan	13802.61	-11634.89	0.5426
2	tepi kiri	-4426.064	7178.772	0.6186
	tengah kiri	6086.626	-2397.733	0.7174
	tengah kanan	6848.194	-3761.027	0.6455
	tepi kanan	14000.83	-10402.09	0.5737
1	tepi kiri	10279.5	6829.45	0.6008
	tengah kiri	12964.97	-1447.412	0.8996
	tengah kanan	13080.74	-1804.212	0.8788
	tepi kanan	14893.12	-7390.156	0.6684

## Lampiran 18

### Koefisien Distribusi Momen Kolom – *Global Braced Frame*

Tingkat	Kolom	Momen kolom bawah (kg.m)	Momen kolom atas (kg.m)	$\alpha$
1	2	3	4	5
21	tepi kiri	-8590.856	8329.946	0.5077
	tengah kiri	-401.9988	1126.949	0.7371
	tengah kanan	2689.937	-3575.036	0.5706
	tepi kanan	9719.105	-8990.822	0.5195
20	tepi kiri	-10325.78	9648.645	0.5170
	tengah kiri	-1811.434	1034.316	0.6365
	tengah kanan	959.4547	-1431.067	0.5986
	tepi kanan	8181.179	-9046.181	0.5251
19	tepi kiri	-9203.72	7650.769	0.5461
	tengah kiri	-354.0819	-939.92	0.7264
	tengah kanan	2284.232	-3766.917	0.6225
	tepi kanan	9524.548	-10867.04	0.5329
18	tepi kiri	-8047.067	8312.149	0.5081
	tengah kiri	863.5344	-641.2859	0.5738
	tengah kanan	3456.409	-3203.637	0.5190
	tepi kanan	10501.92	-10426.23	0.5018
17	tepi kiri	-9921.24	9418.393	0.5130
	tengah kiri	-1043.375	532.3101	0.6622
	tengah kanan	1811.279	-2155.404	0.5434
	tepi kanan	8511.083	-9031.286	0.5148
16	tepi kiri	-8740.618	7307.159	0.5447
	tengah kiri	426.4001	-1661.856	0.7958
	tengah kanan	3028.224	-4488.643	0.5971
	tepi kanan	9923.367	-11194.7	0.5301
15	tepi kiri	-7374.572	7904.184	0.5173
	tengah kiri	1957.964	-1380.78	0.5864
	tengah kanan	4368.934	-3847.69	0.5317
	tepi kanan	11085.66	-10746.3	0.5078
14	tepi kiri	-9514.299	9356.733	0.5042
	tengah kiri	-304.3892	48.54976	0.8624

**Lampiran 18 Lanjutan**

1	2	3	4	5
14	tengah kanan	2487.479	-2467.855	0.5020
	tepi kanan	8798.589	-8993.964	0.5055
13	tepi kiri	-8296.986	7016.39	0.5418
	tengah kiri	1111.576	-2226.087	0.6670
	tengah kanan	3595.703	-5007.482	0.5820
	tepi kanan	10190.57	-11340.9	0.5267
12	tepi kiri	-6719.697	7512.642	0.5279
	tengah kiri	2964.015	-2039.08	0.5924
	tengah kanan	5087.493	-4309.743	0.5414
	tepi kanan	11547.55	-10945.7	0.5134
11	tepi kiri	-9004.704	9274.605	0.5074
	tengah kiri	454.6762	-379.1464	0.5453
	tengah kanan	3065.786	-2613.084	0.5399
	tepi kanan	9077.288	-8870.538	0.5058
10	tepi kiri	-7849.732	6820.412	0.5351
	tengah kiri	1702.886	-2606.155	0.6048
	tengah kanan	3945.825	-5220.185	0.5695
	tepi kanan	10315.45	-11268.08	0.5221
9	tepi kiri	-6117.08	7111.456	0.5376
	tengah kiri	3828.74	-2609.636	0.5947
	tengah kanan	5515.034	-4551.566	0.5479
	tepi kanan	11806.49	-11000.21	0.5177
8	tepi kiri	-8299.123	9067.019	0.5221
	tengah kiri	1315.721	-844.3294	0.6091
	tengah kanan	3571.968	-2632.605	0.5757
	tepi kanan	9387.929	-8718.779	0.5185
7	tepi kiri	-7354.05	6729.788	0.5222
	tengah kiri	2214.85	-2773.947	0.5560
	tengah kanan	4030.602	-5039.109	0.5556
	tepi kanan	10268.87	-10904.42	0.5150
6	tepi kiri	-5588.274	6660.966	0.5438
	tengah kiri	4510.124	-3100.874	0.5926
	tengah kanan	5529.532	-4512.436	0.5506
	tepi kanan	11758.83	-10868.8	0.5197
5	tepi kiri	-7283.778	8604.118	0.5416

### Lampiran 18 Lanjutan

1	2	3	4	5
5	tengah kiri	2393.58	-1466.869	0.6200
	tengah kanan	4025.418	-2557.746	0.6115
	tepi kanan	9765.143	-8586.972	0.5321
4	tepi kiri	-6671.24	6729.81	0.5022
	tengah kiri	2654.353	-2705.701	0.5048
	tengah kanan	3745.252	-4337.545	0.5366
	tepi kanan	9989.338	-10146.98	0.5039
3	tepi kiri	-5659.344	6173.406	0.5217
	tengah kiri	5065.812	-3570.617	0.5866
	tengah kanan	5118.13	-4149.032	0.5523
	tepi kanan	11245.79	-10496.37	0.5172
2	tepi kiri	-4982.105	7090.718	0.5873
	tengah kiri	4047.761	-2335.851	0.6341
	tengah kanan	4413.366	-2208.414	0.6665
	tepi kanan	11154.01	-8532.103	0.5666
1	tepi kiri	6635.33	7580.025	0.5332
	tengah kiri	10766.88	-1865.599	0.8523
	tengah kanan	11118.48	-2608.047	0.8100
	tepi kanan	12692.72	-7670.879	0.6233

## Lampiran 19

### Momen Rencana Kolom – *Open Frame*

Tingkat	Kolom	hn kolom (m)	Lnb kiri (m)	Lnb kanan (m)	Mu kolom (kg.m)
1	2	3	4	5	6
21	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	26117.890
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	55578.548
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	66204.439
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	29235.123
20	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	30355.523
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	51802.109
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	59004.575
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	28550.415
19	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	30164.588
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	87904.708
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	58967.071
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	28551.888
18	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	30491.125
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	81137.881
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	57638.158
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	28282.457
17	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	30627.299
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	69582.446
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	56634.451
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	28013.294
16	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	30750.134
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	63871.310
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	55777.548
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	27750.260
15	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	30856.753
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	60438.026
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	55060.775
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	27503.391
14	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	30957.462
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	58131.009
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	54449.325



### Lampiran 19 Lanjutan

1	2	3	4	5	6
14	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	27272.178
13	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	31054.433
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	56459.952
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	53918.478
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	27054.647
12	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	31148.786
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	55181.750
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	53449.047
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	26848.381
11	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	31240.454
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	54161.673
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	53026.343
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	26650.928
10	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	31326.958
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	53318.258
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	52638.302
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	26459.689
9	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	31395.971
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	52597.035
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	52273.526
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	26271.190
8	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	31391.488
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	51954.255
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	51917.277
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	26079.189
7	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	31029.391
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	51339.936
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	51542.057
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	25869.448
6	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	28231.789
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	50665.330
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	51082.455
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	25604.420
5	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	27760.194
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	51295.372

**Lampiran 19 Lanjutan**

<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
5	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	50658.132
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	25325.599
4	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	45233.371
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	53048.576
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	52129.049
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	26196.290
3	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	41836.141
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	57073.429
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	55798.190
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	28209.745
2	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	34786.832
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	67922.459
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	66100.323
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	33789.725
1	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	36094.050
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	100716.113
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	99525.894
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	47369.071

**Lampiran 20**  
**Momen Rencana Kolom – Local Braced Frame**

<b>Tingkat</b>	<b>Kolom</b>	<b>hn kolom (m)</b>	<b>Lnb kiri (m)</b>	<b>Lnb kanan (m)</b>	<b>Mu kolom (kg.m)</b>
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
21	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21438.289
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	44236.444
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	49799.736
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	22656.246
20	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21364.204
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	68747.862
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	41594.153
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20463.709
19	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21045.640
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	56043.113
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	42304.410
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20643.939
18	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21068.715
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	70903.373
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	42083.519
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20595.495
17	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21016.580
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	53817.326
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	41943.615
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20567.325
16	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20934.493
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	76440.110
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	41742.228
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20520.137
15	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20811.069
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	54980.452
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	41504.628
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20460.961
14	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20642.629
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	46940.546
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	41231.117

### Lampiran 20 Lanjutan

1	2	3	4	5	6
14	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20389.771
13	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20423.376
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	42932.528
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	40922.272
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20306.944
12	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20147.083
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	40363.029
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	40575.600
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20212.201
11	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20307.933
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	41779.894
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	40185.777
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20104.678
10	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20717.122
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	43358.170
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	40486.484
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20132.441
9	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21200.119
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	44766.296
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	40993.634
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20271.106
8	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21758.342
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	46103.110
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	41586.073
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20430.158
7	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	22388.770
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	47438.981
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	42293.697
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20614.694
6	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	23080.251
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	48834.378
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	43162.270
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20832.498
5	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	26808.664
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	56650.462

### Lampiran 20 Lanjutan

1	2	3	4	5	6
5	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	49809.180
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	23733.488
4	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	27602.365
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	58581.386
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	51453.985
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	24108.576
3	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	28869.299
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	60785.945
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	53807.370
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	24492.472
2	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	27922.672
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	64763.961
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	58273.135
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	25897.498
1	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	27120.298
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	81210.386
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	79334.246
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	30168.414

## Lampiran 21

### Momen Rencana Kolom – *Global Braced Frame*

Tingkat	Kolom	hn kolom (m)	Lnb kiri (m)	Lnb kanan (m)	Mu kolom (kg.m)
1	2	3	4	5	6
21	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20366.898
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	59135.870
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	45782.616
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20838.362
20	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20737.575
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	51069.918
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	48029.345
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	21064.732
19	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21905.703
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	58276.756
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	49944.491
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	21378.125
18	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20382.630
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	46039.902
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	41637.753
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20130.161
17	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	20579.135
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	53126.400
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	43595.391
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	20652.410
16	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	21849.256
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	63848.253
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	47909.053
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	21265.113
15	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	23351.505
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	52941.642
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	48001.841
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	22920.002
14	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	22757.627
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	77858.398
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	45317.121

### Lampiran 21 Lanjutan

1	2	3	4	5	6
14	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	22817.009
13	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	24456.553
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	60210.949
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	52545.552
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	23774.953
12	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	23826.609
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	53483.211
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	48874.184
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	23173.064
11	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	22902.425
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	49227.115
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	48736.657
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	22829.168
10	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	24152.733
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	54600.352
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	51414.000
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	23565.316
9	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	24265.686
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	53685.298
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	49458.530
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	23367.066
8	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	23567.147
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	54988.990
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	51972.246
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	23403.248
7	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	23569.555
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	50197.045
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	50157.528
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	23246.633
6	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	24545.614
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	53496.171
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	49710.184
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	23456.914
5	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	27353.952
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	62635.455

### Lampiran 21 Lanjutan

1	2	3	4	5	6
5	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	61771.254
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	26876.493
4	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	25365.539
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	50994.196
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	54211.626
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	25452.876
3	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	26352.345
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	59254.996
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	55792.352
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	26125.668
2	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	29666.171
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	64055.804
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	67329.487
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	28618.784
1	Tepi kiri	3.0716	0	7.272036	26933.515
	Tengah kiri	3.0716	7.272036	7.272036	86101.635
	Tengah kanan	3.0716	7.272036	7.272036	81826.667
	Tepi kanan	3.0716	7.272036	0	31483.302



Lampiran 22

Momen Kolom Output SAP2000 – *Open Frame*

Tingkat	Tepi kiri	Tengah kiri	Tengah kanan	Tepi kanan
1	2	3	4	5
21	-14420.940	-3954.178	7520.384	12655.970
	13468.230	3233.012	-14300.320	-17391.090
20	-13103.070	-1958.946	7855.654	12930.650
	8699.890	-2061.775	-11031.960	-16811.340
19	-12332.630	-474.710	9501.198	13772.710
	8318.243	-3181.570	-13322.480	-17908.240
18	-11393.790	1156.128	10982.900	14570.780
	7480.685	-4717.946	-14591.930	-18539.680
17	-10459.670	2750.536	12420.980	15341.360
	6790.342	-6087.787	-15848.520	-19103.060
16	-9529.623	4301.501	13764.530	16057.190
	6123.782	-7395.625	-16969.480	-19577.770
15	-8611.923	5798.126	15007.980	16713.050
	5485.185	-8634.912	-17979.840	-19979.440
14	-7707.647	7237.617	16146.650	17306.270
	4868.181	-9809.597	-18878.020	-20310.560
13	-6816.729	8618.854	17178.360	17835.760
	4270.743	-10920.390	-19664.300	-20572.430
12	-5938.379	9941.598	18101.460	18300.850
	3691.191	-11967.890	-20337.890	-20765.340
11	-5071.405	11206.050	18914.550	18701.110
	3128.165	-12952.450	-20897.680	-20889.130
10	-4214.106	12412.830	19616.490	19036.370

**Lampiran 22 Lanjutan**

<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
10	2580.548	-13874.160	-21342.060	-20943.170
9	-3363.685	13563.360	20206.670	19307.350
	2047.863	-14732.330	-21668.440	-20925.960
8	-2514.561	14660.930	20686.150	19517.370
	1531.481	-15523.820	-21871.590	-20833.960
7	-1653.415	15713.850	21060.840	19676.980
	1038.050	-16238.660	-21939.170	-20658.060
6	-746.827	16744.450	21350.070	19818.260
	589.343	-16847.540	-21839.280	-20374.090
5	302.608	17812.020	21611.830	20026.230
	247.994	-17266.810	-21485.710	-19914.830
4	1717.067	19089.810	22007.350	20580.450
	200.314	-17263.000	-20640.590	-19101.700
3	4414.246	21005.680	23005.500	21999.340
	915.236	-16174.620	-18645.140	-17391.080
2	8976.010	25037.780	25880.200	27443.840
	4057.115	-12200.750	-13672.320	-13580.380
1	29928.410	33840.030	33972.370	34550.210
	11953.660	-102.319	-510.219	-2291.174

Lampiran 23

Momen Kolom Output SAP2000 – *Local Braced Frame*

Tingkat	Tepi kiri	Tengah kiri	Tengah kanan	Tepi kanan
1	2	3	4	5
21	-10216.470	-2979.601	7939.258	16513.820
	8900.547	3661.911	-12992.550	-21429.710
20	-9542.907	-1637.196	7675.810	16195.400
	8375.664	273.453	-8263.436	-16864.740
19	-9326.136	-1378.291	8085.464	16478.490
	8450.476	594.850	-9018.883	-17470.890
18	-9002.092	-942.191	8380.579	16665.860
	8138.065	123.942	-9245.409	-17584.330
17	-8649.018	-498.212	8675.139	16859.660
	7859.730	-244.519	-9503.695	-17738.880
16	-8266.011	-30.732	8944.884	17034.170
	7573.542	-619.778	-9701.126	-17838.310
15	-7862.905	450.359	9184.580	17182.480
	7293.564	-980.631	-9843.620	-17887.710
14	-7447.132	939.473	9386.936	17295.590
	7025.031	-1324.706	-9924.107	-17878.060
13	-7025.755	1431.045	9545.355	17365.350
	6774.111	-1647.232	-9937.304	-17802.500
12	-6605.320	1920.015	9653.454	17383.800
	6546.658	-1943.882	-9877.591	-17653.830
11	-6192.023	2401.651	9704.995	17343.160
	6348.525	-2210.271	-9739.185	-17424.730
10	-5791.829	2871.461	9693.792	17235.670
	6185.653	-2441.925	-9516.016	-17107.560
9	-5410.581	3325.111	9613.612	17053.490
	6064.194	-2634.177	-9201.619	-16694.290
8	-5054.137	3758.332	9458.074	16788.570
	5990.644	-2782.068	-8789.040	-16176.300
7	-4728.336	4166.801	9220.577	16432.390
	5971.952	-2880.240	-8270.713	-15544.280

**Lampiran 23 Lanjutan**

1	2	3	4	5
6	-4440.149	4546.297	8894.081	15976.730
	6015.839	-2922.859	-7638.330	-14788.200
5	-4191.061	4891.093	8471.603	15407.840
	6129.764	-2903.228	-6882.768	-13896.100
4	-4020.837	5203.207	7943.810	14743.430
	6328.958	-2815.185	-5993.715	-12860.620
3	-3711.324	5448.751	7316.126	13802.610
	6585.708	-2643.505	-4958.697	-11634.890
2	-4426.064	6086.626	6848.194	14000.830
	7178.772	-2397.733	-3761.027	-10402.090
1	10279.500	12964.970	13080.740	14893.120
	6829.450	-1447.412	-1804.212	-7390.156

**Lampiran 24**

**Momen Kolom Output SAP2000 – Global Braced Frame**

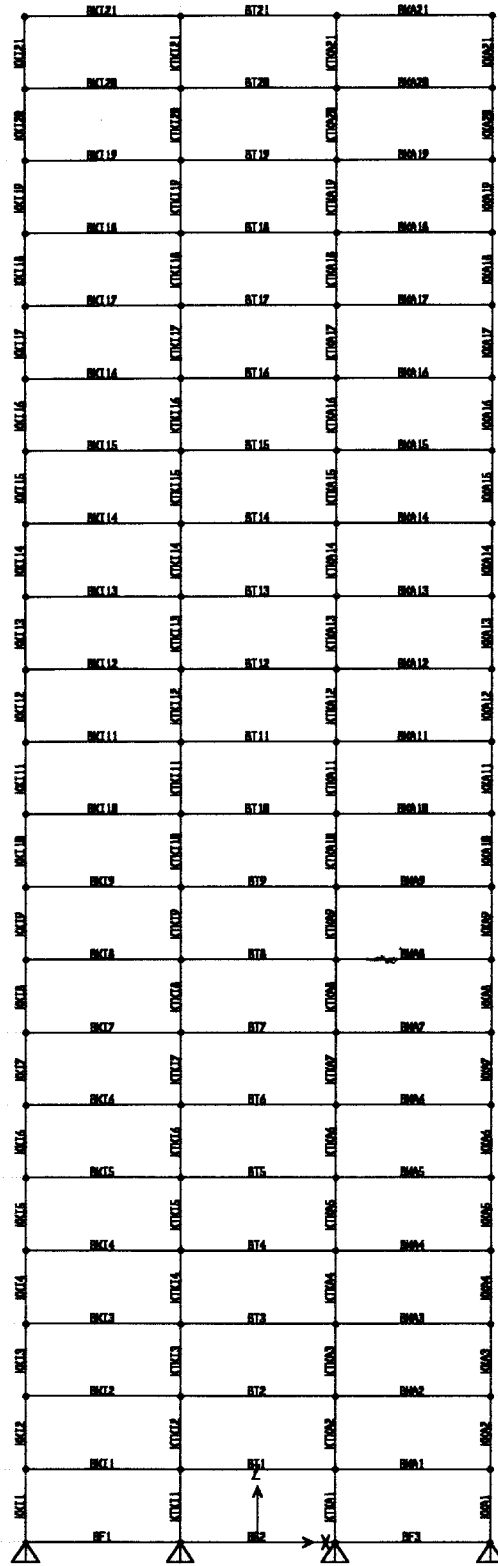
Tingkat	Tepi kiri	Tengah kiri	Tengah kanan	Tepi kanan
1	2	3	4	5
21	-8590.856	-401.999	2689.937	9719.105
	8329.946	1126.949	-3575.036	-8990.822
20	-10325.780	-1811.434	959.455	8181.179
	9648.645	1034.316	-1431.067	-9046.181
19	-9203.720	-354.082	2284.232	9524.548
	7650.769	-939.920	-3766.917	-10867.040
18	-8047.067	863.534	3456.409	10501.920
	8312.149	-641.286	-3203.637	-10426.230
17	-9921.240	-1043.375	1811.279	8511.083
	9418.393	532.310	-2155.404	-9031.286
16	-8740.618	426.400	3028.224	9923.367
	7307.159	-1661.856	-4488.643	-11194.700
15	-7374.572	1957.964	4368.934	11085.660
	7904.184	-1380.780	-3847.690	-10746.300

### Lampiran 24 Lanjutan

1	2	3	4	5
14	-9514.299	-304.389	2487.479	8798.589
	9356.733	48.550	-2467.855	-8993.964
13	-8296.986	1111.576	3595.703	10190.570
	7016.390	-2226.087	-5007.482	-11340.900
12	-6719.697	2964.015	5087.493	11547.550
	7512.642	-2039.080	-4309.743	-10945.700
11	-9004.704	454.676	3065.786	9077.288
	9274.605	-379.146	-2613.084	-8870.538
10	-7849.732	1702.886	3945.825	10315.450
	6820.412	-2606.155	-5220.185	-11268.080
9	-6117.080	3828.740	5515.034	11806.490
	7111.456	-2609.636	-4551.566	-11000.210
8	-8299.123	1315.721	3571.968	9387.929
	9067.019	-844.329	-2632.605	-8718.779
7	-7354.050	2214.850	4030.602	10268.870
	6729.788	-2773.947	-5039.109	-10904.420
6	-5588.274	4510.124	5529.532	11758.830
	6660.966	-3100.874	-4512.436	-10868.800
5	-7283.778	2393.580	4025.418	9765.143
	8604.118	-1466.869	-2557.746	-8586.972
4	-6671.240	2654.353	3745.252	9989.338
	6729.810	-2705.701	-4337.545	-10146.980
3	-5659.344	5065.812	5118.130	11245.790
	6173.406	-3570.617	-4149.032	-10496.370
2	-4982.105	4047.761	4413.366	11154.010
	7090.718	-2335.851	-2208.414	-8532.103
1	6635.330	10766.880	11118.480	12692.720
	7580.025	-1865.599	-2608.047	-7670.879

## LAMPIRAN DATA OUTPUT SAP 2000 :

1. Struktur Open Frame 21 Lantai 3 Bentang
2. Struktur Local Braced Frame 21 Lantai 3 Bentang
3. Struktur Global Braced Frame 21 lantai 3 Bentang



UII

LOAD COMBINATION MULTIPLIERS

COMBO	TYPE	CASE	FACTOR	TYPE	TITLE
COMB3	ADD				COMB3
		DL	1.2000	STATIC (DEAD)	
		LL	0.5000	STATIC (LIVE)	
		E	1.0000	STATIC (QUAKE)	

UII

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	COMB3	2.189E-03	0.0000	-7.818E-04	0.0000	9.579E-04	0.0000
3	COMB3	6.448E-03	0.0000	-1.532E-03	0.0000	1.256E-03	0.0000
4	COMB3	0.0115	0.0000	-2.255E-03	0.0000	1.378E-03	0.0000
5	COMB3	0.0167	0.0000	-2.949E-03	0.0000	1.422E-03	0.0000
6	COMB3	0.0221	0.0000	-3.616E-03	0.0000	1.434E-03	0.0000
7	COMB3	0.0274	0.0000	-4.253E-03	0.0000	1.431E-03	0.0000
8	COMB3	0.0327	0.0000	-4.860E-03	0.0000	1.417E-03	0.0000
9	COMB3	0.0379	0.0000	-5.434E-03	0.0000	1.394E-03	0.0000
10	COMB3	0.0430	0.0000	-5.975E-03	0.0000	1.364E-03	0.0000
11	COMB3	0.0479	0.0000	-6.482E-03	0.0000	1.327E-03	0.0000
12	COMB3	0.0526	0.0000	-6.952E-03	0.0000	1.282E-03	0.0000
13	COMB3	0.0571	0.0000	-7.384E-03	0.0000	1.231E-03	0.0000
14	COMB3	0.0613	0.0000	-7.777E-03	0.0000	1.173E-03	0.0000
15	COMB3	0.0653	0.0000	-8.130E-03	0.0000	1.108E-03	0.0000
16	COMB3	0.0690	0.0000	-8.441E-03	0.0000	1.036E-03	0.0000
17	COMB3	0.0724	0.0000	-8.707E-03	0.0000	9.583E-04	0.0000
18	COMB3	0.0755	0.0000	-8.929E-03	0.0000	8.744E-04	0.0000
19	COMB3	0.0782	0.0000	-9.103E-03	0.0000	7.849E-04	0.0000
20	COMB3	0.0805	0.0000	-9.229E-03	0.0000	6.931E-04	0.0000
21	COMB3	0.0825	0.0000	-9.305E-03	0.0000	5.923E-04	0.0000
22	COMB3	0.0840	0.0000	-9.328E-03	0.0000	5.706E-04	0.0000
23	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	COMB3	2.189E-03	0.0000	-1.635E-03	0.0000	7.716E-04	0.0000
25	COMB3	6.448E-03	0.0000	-3.180E-03	0.0000	1.065E-03	0.0000
26	COMB3	0.0115	0.0000	-4.638E-03	0.0000	1.176E-03	0.0000
27	COMB3	0.0167	0.0000	-6.010E-03	0.0000	1.218E-03	0.0000
28	COMB3	0.0221	0.0000	-7.296E-03	0.0000	1.230E-03	0.0000
29	COMB3	0.0274	0.0000	-8.498E-03	0.0000	1.228E-03	0.0000



30	COMB3	0.0327	0.0000	-9.617E-03	0.0000	1.216E-03	0.0000
31	COMB3	0.0379	0.0000	-0.0107	0.0000	1.196E-03	0.0000
32	COMB3	0.0430	0.0000	-0.0116	0.0000	1.169E-03	0.0000
33	COMB3	0.0479	0.0000	-0.0125	0.0000	1.136E-03	0.0000
34	COMB3	0.0526	0.0000	-0.0133	0.0000	1.096E-03	0.0000
35	COMB3	0.0571	0.0000	-0.0140	0.0000	1.049E-03	0.0000
36	COMB3	0.0613	0.0000	-0.0146	0.0000	9.968E-04	0.0000
37	COMB3	0.0653	0.0000	-0.0152	0.0000	9.380E-04	0.0000
38	COMB3	0.0690	0.0000	-0.0157	0.0000	8.731E-04	0.0000
39	COMB3	0.0724	0.0000	-0.0161	0.0000	8.023E-04	0.0000
40	COMB3	0.0755	0.0000	-0.0164	0.0000	7.260E-04	0.0000
41	COMB3	0.0782	0.0000	-0.0167	0.0000	6.445E-04	0.0000
42	COMB3	0.0805	0.0000	-0.0168	0.0000	5.609E-04	0.0000
43	COMB3	0.0825	0.0000	-0.0169	0.0000	4.689E-04	0.0000
44	COMB3	0.0840	0.0000	-0.0169	0.0000	4.525E-04	0.0000
45	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
46	COMB3	2.189E-03	0.0000	-1.694E-03	0.0000	7.653E-04	0.0000
47	COMB3	6.448E-03	0.0000	-3.300E-03	0.0000	1.045E-03	0.0000
48	COMB3	0.0115	0.0000	-4.818E-03	0.0000	1.144E-03	0.0000
49	COMB3	0.0167	0.0000	-6.249E-03	0.0000	1.176E-03	0.0000
50	COMB3	0.0221	0.0000	-7.594E-03	0.0000	1.178E-03	0.0000
51	COMB3	0.0274	0.0000	-8.854E-03	0.0000	1.167E-03	0.0000
52	COMB3	0.0327	0.0000	-0.0100	0.0000	1.147E-03	0.0000
53	COMB3	0.0379	0.0000	-0.0111	0.0000	1.120E-03	0.0000
54	COMB3	0.0430	0.0000	-0.0121	0.0000	1.087E-03	0.0000
55	COMB3	0.0479	0.0000	-0.0130	0.0000	1.047E-03	0.0000
56	COMB3	0.0526	0.0000	-0.0139	0.0000	1.002E-03	0.0000
57	COMB3	0.0571	0.0000	-0.0146	0.0000	9.506E-04	0.0000
58	COMB3	0.0613	0.0000	-0.0153	0.0000	8.938E-04	0.0000
59	COMB3	0.0653	0.0000	-0.0159	0.0000	8.313E-04	0.0000
60	COMB3	0.0690	0.0000	-0.0164	0.0000	7.633E-04	0.0000
61	COMB3	0.0724	0.0000	-0.0169	0.0000	6.900E-04	0.0000
62	COMB3	0.0755	0.0000	-0.0172	0.0000	6.116E-04	0.0000
63	COMB3	0.0782	0.0000	-0.0175	0.0000	5.291E-04	0.0000
64	COMB3	0.0805	0.0000	-0.0177	0.0000	4.417E-04	0.0000
65	COMB3	0.0825	0.0000	-0.0178	0.0000	3.690E-04	0.0000
66	COMB3	0.0840	0.0000	-0.0178	0.0000	2.140E-04	0.0000
67	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
68	COMB3	2.189E-03	0.0000	-1.338E-03	0.0000	7.378E-04	0.0000
69	COMB3	6.448E-03	0.0000	-2.617E-03	0.0000	1.055E-03	0.0000
70	COMB3	0.0115	0.0000	-3.832E-03	0.0000	1.160E-03	0.0000
71	COMB3	0.0167	0.0000	-4.980E-03	0.0000	1.194E-03	0.0000
72	COMB3	0.0221	0.0000	-6.060E-03	0.0000	1.197E-03	0.0000
73	COMB3	0.0274	0.0000	-7.072E-03	0.0000	1.184E-03	0.0000
74	COMB3	0.0327	0.0000	-8.014E-03	0.0000	1.162E-03	0.0000

75	COMB3	0.0379	0.0000	-8.887E-03	0.0000	1.131E-03	0.0000
76	COMB3	0.0430	0.0000	-9.692E-03	0.0000	1.094E-03	0.0000
77	COMB3	0.0479	0.0000	-0.0104	0.0000	1.051E-03	0.0000
78	COMB3	0.0526	0.0000	-0.0111	0.0000	1.001E-03	0.0000
79	COMB3	0.0571	0.0000	-0.0117	0.0000	9.443E-04	0.0000
80	COMB3	0.0613	0.0000	-0.0122	0.0000	8.818E-04	0.0000
81	COMB3	0.0653	0.0000	-0.0127	0.0000	8.130E-04	0.0000
82	COMB3	0.0690	0.0000	-0.0131	0.0000	7.383E-04	0.0000
83	COMB3	0.0724	0.0000	-0.0134	0.0000	6.578E-04	0.0000
84	COMB3	0.0755	0.0000	-0.0137	0.0000	5.718E-04	0.0000
85	COMB3	0.0782	0.0000	-0.0139	0.0000	4.810E-04	0.0000
86	COMB3	0.0805	0.0000	-0.0140	0.0000	3.864E-04	0.0000
87	COMB3	0.0825	0.0000	-0.0141	0.0000	2.977E-04	0.0000
88	COMB3	0.0840	0.0000	-0.0142	0.0000	1.894E-04	0.0000

SAP2000 v7.42 File: OF 21 LT Kgf-m Units PAGE 3  
1/6/04 7:43:48

UII

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
BF1	COMB3							
		0.00	0.00	6392.09	0.00	0.00	0.00	29928.41
		4.00	0.00	6392.09	0.00	0.00	0.00	4360.03
		8.00	0.00	6392.09	0.00	0.00	0.00	-21208.35
BF2	COMB3							
		0.00	0.00	3054.08	0.00	0.00	0.00	12631.68
		4.00	0.00	3054.08	0.00	0.00	0.00	415.34
		8.00	0.00	3054.08	0.00	0.00	0.00	-11801.00
BF3	COMB3							
		0.00	0.00	7090.20	0.00	0.00	0.00	22171.37
		4.00	0.00	7090.20	0.00	0.00	0.00	-6189.42
		8.00	0.00	7090.20	0.00	0.00	0.00	-34550.21
BT1	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5838.09	0.00	0.00	0.00	2505.14
		4.00	0.00	303.50	0.00	0.00	0.00	11111.43
		7.11	0.00	12271.36	0.00	0.00	0.00	-17502.34
BT2	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4659.30	0.00	0.00	0.00	6214.68
		4.00	0.00	1482.29	0.00	0.00	0.00	11154.93
		7.11	0.00	13450.15	0.00	0.00	0.00	-21124.87
BT3	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4246.88	0.00	0.00	0.00	7529.87
		4.00	0.00	1894.71	0.00	0.00	0.00	11187.48
		7.11	0.00	13862.58	0.00	0.00	0.00	-22374.96
BT4	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4124.17	0.00	0.00	0.00	7943.31
		4.00	0.00	2017.42	0.00	0.00	0.00	11219.29
		7.11	0.00	13985.29	0.00	0.00	0.00	-22724.78
BT5	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4122.88	0.00	0.00	0.00	7976.27
		4.00	0.00	2018.70	0.00	0.00	0.00	11248.27
		7.11	0.00	13986.57	0.00	0.00	0.00	-22699.79
BT6	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4181.92	0.00	0.00	0.00	7819.36
		4.00	0.00	1959.67	0.00	0.00	0.00	11274.97
		7.11	0.00	13927.53	0.00	0.00	0.00	-22489.47
BT7	COMB3							

		4.00	0.00	1862.44	0.00	0.00	0.00	11299.42
		7.11	0.00	13830.30	0.00	0.00	0.00	-22162.65
BT8	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4406.35	0.00	0.00	0.00	7168.15
		4.00	0.00	1735.24	0.00	0.00	0.00	11321.72
		7.11	0.00	13703.10	0.00	0.00	0.00	-21744.76
BT9	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4560.29	0.00	0.00	0.00	6709.63
		4.00	0.00	1581.30	0.00	0.00	0.00	11341.97
		7.11	0.00	13549.16	0.00	0.00	0.00	-21245.75
BKA1	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5689.79	0.00	0.00	0.00	3030.48
		4.00	0.00	451.80	0.00	0.00	0.00	11175.57
		7.11	0.00	12419.66	0.00	0.00	0.00	-17899.40
BKA2	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4257.24	0.00	0.00	0.00	7371.25
		4.00	0.00	1884.35	0.00	0.00	0.00	11061.09
		7.11	0.00	13852.22	0.00	0.00	0.00	-22469.13
BKA3	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-3663.57	0.00	0.00	0.00	9200.41
		4.00	0.00	2478.02	0.00	0.00	0.00	11043.95
		7.11	0.00	14445.88	0.00	0.00	0.00	-24332.58
BKA4	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-3376.41	0.00	0.00	0.00	10085.74
		4.00	0.00	2765.18	0.00	0.00	0.00	11036.20
		7.11	0.00	14733.05	0.00	0.00	0.00	-25233.40
BKA5	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-3224.86	0.00	0.00	0.00	10558.07
		4.00	0.00	2916.73	0.00	0.00	0.00	11037.22
		7.11	0.00	14884.59	0.00	0.00	0.00	-25703.68
BKA6	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-3144.21	0.00	0.00	0.00	10813.49
		4.00	0.00	2997.38	0.00	0.00	0.00	11041.83
		7.11	0.00	14965.24	0.00	0.00	0.00	-25949.90
BKA7	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-3111.35	0.00	0.00	0.00	10922.81
		4.00	0.00	3030.24	0.00	0.00	0.00	11048.93
		7.11	0.00	14998.10	0.00	0.00	0.00	-26045.00
BKA8	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-3117.61	0.00	0.00	0.00	10912.40
		4.00	0.00	3023.98	0.00	0.00	0.00	11058.00
		7.11	0.00	14991.84	0.00	0.00	0.00	-26016.46
BKA9	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-3159.65	0.00	0.00	0.00	10792.51
		4.00	0.00	2981.94	0.00	0.00	0.00	11068.84
		7.11	0.00	14949.81	0.00	0.00	0.00	-25874.88
BKI1	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5850.31	0.00	0.00	0.00	3011.24
		4.00	0.00	291.28	0.00	0.00	0.00	11655.54
		7.11	0.00	12259.14	0.00	0.00	0.00	-16920.22
BKI2	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5020.01	0.00	0.00	0.00	5607.05
		4.00	0.00	1121.58	0.00	0.00	0.00	11669.10
		7.11	0.00	13089.45	0.00	0.00	0.00	-19488.91
BKI3	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4917.45	0.00	0.00	0.00	5960.47
		4.00	0.00	1224.14	0.00	0.00	0.00	11703.56
		7.11	0.00	13192.01	0.00	0.00	0.00	-19773.40
BKI4	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5093.90	0.00	0.00	0.00	5417.98
		4.00	0.00	1047.69	0.00	0.00	0.00	11709.83
		7.11	0.00	13015.56	0.00	0.00	0.00	-19218.38
BKI5	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5368.27	0.00	0.00	0.00	4565.05
		4.00	0.00	773.32	0.00	0.00	0.00	11710.20
		7.11	0.00	12741.18	0.00	0.00	0.00	-18364.71
BKI6	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5679.31	0.00	0.00	0.00	3593.95
		4.00	0.00	462.28	0.00	0.00	0.00	11706.44
		7.11	0.00	12430.14	0.00	0.00	0.00	-17401.12
BKI7	COMB3							



		1.88	-278283.82	10581.90	0.00	0.00	0.00	739.38
		3.75	-278283.82	10581.90	0.00	0.00	0.00	-19101.69
KKA5	COMB3	0.00	-261793.21	10650.95	0.00	0.00	0.00	20026.23
		1.88	-261793.21	10650.95	0.00	0.00	0.00	55.70
		3.75	-261793.21	10650.95	0.00	0.00	0.00	-19914.83
KKA6	COMB3	0.00	-245151.07	10717.96	0.00	0.00	0.00	19819.26
		1.88	-245151.07	10717.96	0.00	0.00	0.00	-277.92
		3.75	-245151.07	10717.96	0.00	0.00	0.00	-20374.09
KKA7	COMB3	0.00	-228428.27	10756.01	0.00	0.00	0.00	19676.98
		1.88	-228428.27	10756.01	0.00	0.00	0.00	-490.54
		3.75	-228428.27	10756.01	0.00	0.00	0.00	-20658.06
KKA8	COMB3	0.00	-211672.61	10760.35	0.00	0.00	0.00	19517.37
		1.88	-211672.61	10760.35	0.00	0.00	0.00	-658.29
		3.75	-211672.61	10760.35	0.00	0.00	0.00	-20833.96
KKA9	COMB3	0.00	-194923.19	10728.88	0.00	0.00	0.00	19307.35
		1.88	-194923.19	10728.88	0.00	0.00	0.00	-809.30
		3.75	-194923.19	10728.88	0.00	0.00	0.00	-20925.96
KKI1	COMB3	0.00	-189489.40	4793.27	0.00	0.00	0.00	29928.41
		1.88	-189489.40	4793.27	0.00	0.00	0.00	20941.03
		3.75	-189489.40	4793.27	0.00	0.00	0.00	11953.66
KKI2	COMB3	0.00	-181881.52	1311.70	0.00	0.00	0.00	8976.01
		1.88	-181881.52	1311.70	0.00	0.00	0.00	6516.56
		3.75	-181881.52	1311.70	0.00	0.00	0.00	4057.12
KKI3	COMB3	0.00	-175103.96	933.07	0.00	0.00	0.00	4414.25
		1.88	-175103.96	933.07	0.00	0.00	0.00	2664.74
		3.75	-175103.96	933.07	0.00	0.00	0.00	915.24
KKI4	COMB3	0.00	-168428.95	404.47	0.00	0.00	0.00	1717.07
		1.88	-168428.95	404.47	0.00	0.00	0.00	958.69
		3.75	-168428.95	404.47	0.00	0.00	0.00	200.31
KKI5	COMB3	0.00	-161577.49	14.56	0.00	0.00	0.00	302.61
		1.88	-161577.49	14.56	0.00	0.00	0.00	275.30
		3.75	-161577.49	14.56	0.00	0.00	0.00	247.99
KKI6	COMB3	0.00	-154451.67	-356.31	0.00	0.00	0.00	-746.83
		1.88	-154451.67	-356.31	0.00	0.00	0.00	-78.74
		3.75	-154451.67	-356.31	0.00	0.00	0.00	589.34
KKI7	COMB3	0.00	-147014.79	-717.72	0.00	0.00	0.00	-1653.42
		1.88	-147014.79	-717.72	0.00	0.00	0.00	-307.68
		3.75	-147014.79	-717.72	0.00	0.00	0.00	1038.05
KKI8	COMB3	0.00	-139252.02	-1078.94	0.00	0.00	0.00	-2514.56
		1.88	-139252.02	-1078.94	0.00	0.00	0.00	-491.54
		3.75	-139252.02	-1078.94	0.00	0.00	0.00	1531.48
KKI9	COMB3	0.00	-131155.68	-1443.08	0.00	0.00	0.00	-3363.68
		1.88	-131155.68	-1443.08	0.00	0.00	0.00	-657.91
		3.75	-131155.68	-1443.08	0.00	0.00	0.00	2047.86
BKA10	COMB3	8.9E-01	0.00	-3236.03	0.00	0.00	0.00	10567.50
		4.00	0.00	2905.56	0.00	0.00	0.00	11081.38
		7.11	0.00	14873.43	0.00	0.00	0.00	-25624.81
BKA11	COMB3	8.9E-01	0.00	-3346.06	0.00	0.00	0.00	10239.48
		4.00	0.00	2795.53	0.00	0.00	0.00	11095.54
		7.11	0.00	14763.40	0.00	0.00	0.00	-25268.45
BKA12	COMB3	8.9E-01	0.00	-3489.34	0.00	0.00	0.00	9809.65
		4.00	0.00	2652.25	0.00	0.00	0.00	11111.31
		7.11	0.00	14620.12	0.00	0.00	0.00	-24807.08
BKA13	COMB3							

		4.00	0.00	2473.99	0.00	0.00	0.00	11128.63
		7.11	0.00	14443.85	0.00	0.00	0.00	-24241.56
BKA14	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-3874.66	0.00	0.00	0.00	8647.51
		4.00	0.00	2266.93	0.00	0.00	0.00	11147.52
		7.11	0.00	14234.80	0.00	0.00	0.00	-23572.52
BKA15	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4116.31	0.00	0.00	0.00	7916.34
		4.00	0.00	2025.28	0.00	0.00	0.00	11167.89
		7.11	0.00	13993.14	0.00	0.00	0.00	-22800.62
BKA16	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4390.23	0.00	0.00	0.00	7086.27
		4.00	0.00	1751.36	0.00	0.00	0.00	11189.71
		7.11	0.00	13719.22	0.00	0.00	0.00	-21926.90
BKA17	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-4695.77	0.00	0.00	0.00	6159.13
		4.00	0.00	1445.81	0.00	0.00	0.00	11212.62
		7.11	0.00	13413.68	0.00	0.00	0.00	-20953.55
BKA18	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5029.91	0.00	0.00	0.00	5144.84
		4.00	0.00	1111.67	0.00	0.00	0.00	11237.71
		7.11	0.00	13079.54	0.00	0.00	0.00	-19889.49
BKA19	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5392.86	0.00	0.00	0.00	4037.82
		4.00	0.00	748.73	0.00	0.00	0.00	11259.43
		7.11	0.00	12716.60	0.00	0.00	0.00	-18739.01
BKA20	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5723.58	0.00	0.00	0.00	3057.99
		4.00	0.00	418.01	0.00	0.00	0.00	11308.14
		7.11	0.00	12385.88	0.00	0.00	0.00	-17661.77
BKA21	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-639.56	0.00	0.00	0.00	5563.99
		4.00	0.00	944.90	0.00	0.00	0.00	5089.19
		7.11	0.00	6185.59	0.00	0.00	0.00	-11684.14
BKI10	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-7022.45	0.00	0.00	0.00	-619.86
		4.00	0.00	-880.86	0.00	0.00	0.00	11669.80
		7.11	0.00	11087.00	0.00	0.00	0.00	-13260.60
BKI11	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-7372.70	0.00	0.00	0.00	-1722.73
		4.00	0.00	-1231.11	0.00	0.00	0.00	11656.19
		7.11	0.00	10736.76	0.00	0.00	0.00	-12184.95
BKI12	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-7729.22	0.00	0.00	0.00	-2846.80
		4.00	0.00	-1587.63	0.00	0.00	0.00	11640.92
		7.11	0.00	10380.23	0.00	0.00	0.00	-11091.42
BKI13	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8092.62	0.00	0.00	0.00	-3993.85
		4.00	0.00	-1951.03	0.00	0.00	0.00	11624.01
		7.11	0.00	10016.84	0.00	0.00	0.00	-9978.18
BKI14	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8463.42	0.00	0.00	0.00	-5165.55
		4.00	0.00	-2321.83	0.00	0.00	0.00	11605.52
		7.11	0.00	9646.03	0.00	0.00	0.00	-8843.47
BKI15	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8842.08	0.00	0.00	0.00	-6363.24
		4.00	0.00	-2700.49	0.00	0.00	0.00	11585.47
		7.11	0.00	9267.37	0.00	0.00	0.00	-7685.88
BKI16	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9228.86	0.00	0.00	0.00	-7587.65
		4.00	0.00	-3087.27	0.00	0.00	0.00	11563.91
		7.11	0.00	8880.60	0.00	0.00	0.00	-6504.57
BKI17	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9623.29	0.00	0.00	0.00	-8837.30
		4.00	0.00	-3481.70	0.00	0.00	0.00	11540.95
		7.11	0.00	8486.17	0.00	0.00	0.00	-5300.86
BKI18	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-10024.51	0.00	0.00	0.00	-10109.39
		4.00	0.00	-3882.92	0.00	0.00	0.00	11516.66
		7.11	0.00	8084.95	0.00	0.00	0.00	-4077.35
BKI19	COMB3							

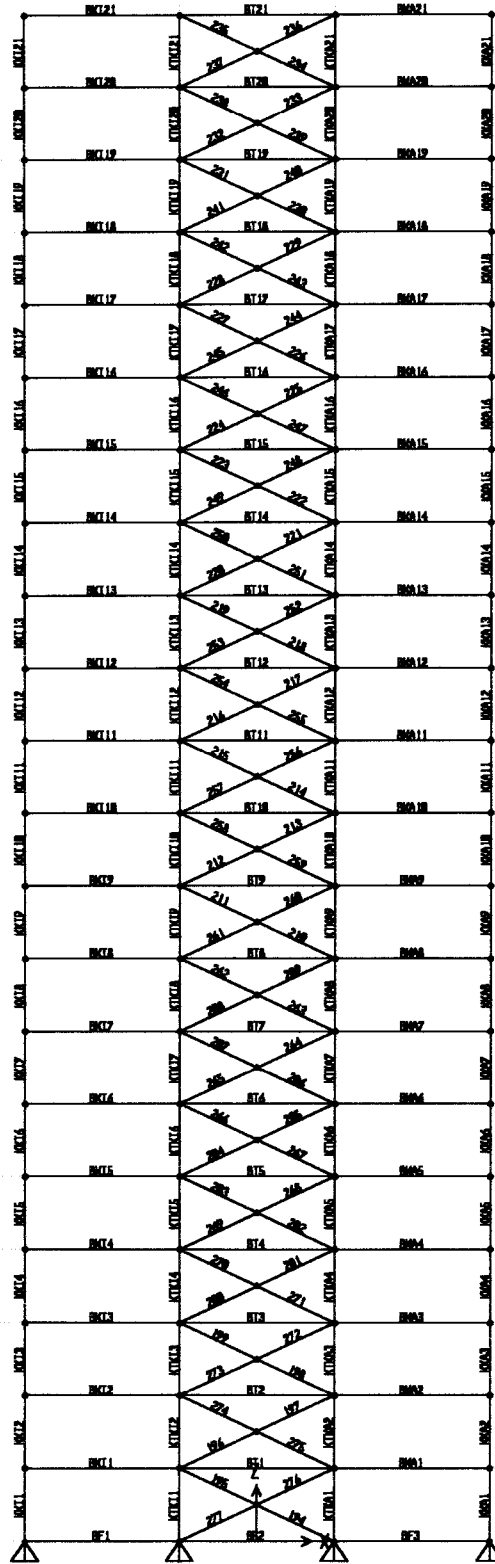
		4.00	0.00	-4278.73	0.00	0.00	0.00	11491.90
		7.11	0.00	7689.14	0.00	0.00	0.00	-2871.14
BKI20	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-10838.59	0.00	0.00	0.00	-12692.38
		4.00	0.00	-4697.00	0.00	0.00	0.00	11465.45
		7.11	0.00	7270.87	0.00	0.00	0.00	-1596.77
BKI21	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-5275.54	0.00	0.00	0.00	-9571.22
		4.00	0.00	-3691.08	0.00	0.00	0.00	5371.89
		7.11	0.00	1549.60	0.00	0.00	0.00	3016.46
KKA10	COMB3							
		0.00	-178215.83	10661.21	0.00	0.00	0.00	19036.37
		1.88	-178215.83	10661.21	0.00	0.00	0.00	-953.40
		3.75	-178215.83	10661.21	0.00	0.00	0.00	-20943.17
KKA11	COMB3							
		0.00	-161584.85	10557.40	0.00	0.00	0.00	18701.11
		1.88	-161584.85	10557.40	0.00	0.00	0.00	-1094.01
		3.75	-161584.85	10557.40	0.00	0.00	0.00	-20889.13
KKA12	COMB3							
		0.00	-145063.89	10417.65	0.00	0.00	0.00	18300.85
		1.88	-145063.89	10417.65	0.00	0.00	0.00	-1232.25
		3.75	-145063.89	10417.65	0.00	0.00	0.00	-20765.34
KKA13	COMB3							
		0.00	-128686.21	10242.18	0.00	0.00	0.00	17835.76
		1.88	-128686.21	10242.18	0.00	0.00	0.00	-1368.34
		3.75	-128686.21	10242.18	0.00	0.00	0.00	-20572.43
KKA14	COMB3							
		0.00	-112484.79	10031.15	0.00	0.00	0.00	17306.27
		1.88	-112484.79	10031.15	0.00	0.00	0.00	-1502.14
		3.75	-112484.79	10031.15	0.00	0.00	0.00	-20310.56
KKA15	COMB3							
		0.00	-96492.44	9784.66	0.00	0.00	0.00	16713.05
		1.88	-96492.44	9784.66	0.00	0.00	0.00	-1633.20
		3.75	-96492.44	9784.66	0.00	0.00	0.00	-19979.44
KKA16	COMB3							
		0.00	-80741.74	9502.65	0.00	0.00	0.00	16057.19
		1.88	-80741.74	9502.65	0.00	0.00	0.00	-1760.29
		3.75	-80741.74	9502.65	0.00	0.00	0.00	-19577.77
KKA17	COMB3							
		0.00	-65264.95	9185.18	0.00	0.00	0.00	15341.36
		1.88	-65264.95	9185.18	0.00	0.00	0.00	-1880.85
		3.75	-65264.95	9185.18	0.00	0.00	0.00	-19103.06
KKA18	COMB3							
		0.00	-50093.71	8829.45	0.00	0.00	0.00	14570.78
		1.88	-50093.71	8829.45	0.00	0.00	0.00	-1984.45
		3.75	-50093.71	8829.45	0.00	0.00	0.00	-18539.68
KKA19	COMB3							
		0.00	-35256.61	8448.26	0.00	0.00	0.00	13772.71
		1.88	-35256.61	8448.26	0.00	0.00	0.00	-2067.76
		3.75	-35256.61	8448.26	0.00	0.00	0.00	-17908.24
KKA20	COMB3							
		0.00	-20782.46	7931.20	0.00	0.00	0.00	12930.65
		1.88	-20782.46	7931.20	0.00	0.00	0.00	-1940.35
		3.75	-20782.46	7931.20	0.00	0.00	0.00	-16811.34
KKA21	COMB3							
		0.00	-6639.02	8012.55	0.00	0.00	0.00	12655.97
		1.88	-6639.02	8012.55	0.00	0.00	0.00	-2367.56
		3.75	-6639.02	8012.55	0.00	0.00	0.00	-17391.09
KKI10	COMB3							
		0.00	-122720.19	-1811.91	0.00	0.00	0.00	-4214.11
		1.88	-122720.19	-1811.91	0.00	0.00	0.00	-816.78
		3.75	-122720.19	-1811.91	0.00	0.00	0.00	2580.55
KKI11	COMB3							
		0.00	-113940.18	-2186.55	0.00	0.00	0.00	-5071.40
		1.88	-113940.18	-2186.55	0.00	0.00	0.00	-971.62
		3.75	-113940.18	-2186.55	0.00	0.00	0.00	3128.16
KKI12	COMB3							
		0.00	-104809.92	-2567.89	0.00	0.00	0.00	-5938.38
		1.88	-104809.92	-2567.89	0.00	0.00	0.00	-1123.59
		3.75	-104809.92	-2567.89	0.00	0.00	0.00	3691.19
KKI13	COMB3							

		1.88	-95323.13	-2956.66	0.00	0.00	0.00	-1272.99
		3.75						4270.74
KKI14	COMB3	0.00	-85472.95	-3353.55	0.00	0.00	0.00	-7707.65
		1.88	-85472.95	-3353.55	0.00	0.00	0.00	-1419.73
		3.75	-85472.95	-3353.55	0.00	0.00	0.00	4868.18
KKI15	COMB3	0.00	-75251.98	-3759.23	0.00	0.00	0.00	-8611.92
		1.88	-75251.98	-3759.23	0.00	0.00	0.00	-1563.37
		3.75	-75251.98	-3759.23	0.00	0.00	0.00	5485.18
KKI16	COMB3	0.00	-64652.33	-4174.24	0.00	0.00	0.00	-9529.62
		1.88	-64652.33	-4174.24	0.00	0.00	0.00	-1702.92
		3.75	-64652.33	-4174.24	0.00	0.00	0.00	6123.78
KKI17	COMB3	0.00	-53665.91	-4600.00	0.00	0.00	0.00	-10459.67
		1.88	-53665.91	-4600.00	0.00	0.00	0.00	-1834.66
		3.75	-53665.91	-4600.00	0.00	0.00	0.00	6790.34
KKI18	COMB3	0.00	-42285.07	-5033.19	0.00	0.00	0.00	-11393.79
		1.88	-42285.07	-5033.19	0.00	0.00	0.00	-1956.55
		3.75	-42285.07	-5033.19	0.00	0.00	0.00	7480.68
KKI19	COMB3	0.00	-30503.00	-5506.90	0.00	0.00	0.00	-12332.63
		1.88	-30503.00	-5506.90	0.00	0.00	0.00	-2007.19
		3.75	-30503.00	-5506.90	0.00	0.00	0.00	8318.24
KKI20	COMB3	0.00	-18325.12	-5814.12	0.00	0.00	0.00	-13103.07
		1.88	-18325.12	-5814.12	0.00	0.00	0.00	-2201.59
		3.75	-18325.12	-5814.12	0.00	0.00	0.00	8699.89
KKI21	COMB3	0.00	-5728.98	-7437.11	0.00	0.00	0.00	-14420.94
		1.88	-5728.98	-7437.11	0.00	0.00	0.00	-476.36
		3.75	-5728.98	-7437.11	0.00	0.00	0.00	13468.23
KTKA1	COMB3	0.00	-410668.70	9195.36	0.00	0.00	0.00	33972.37
		1.88	-410668.70	9195.36	0.00	0.00	0.00	16731.08
		3.75	-410668.70	9195.36	0.00	0.00	0.00	-510.22
KTKA2	COMB3	0.00	-389192.42	10547.34	0.00	0.00	0.00	25880.20
		1.88	-389192.42	10547.34	0.00	0.00	0.00	6103.94
		3.75	-389192.42	10547.34	0.00	0.00	0.00	-13672.32
KTKA3	COMB3	0.00	-367969.90	11106.84	0.00	0.00	0.00	23005.50
		1.88	-367969.90	11106.84	0.00	0.00	0.00	2180.18
		3.75	-367969.90	11106.84	0.00	0.00	0.00	-18645.14
KTKA4	COMB3	0.00	-346928.64	11372.78	0.00	0.00	0.00	22007.35
		1.88	-346928.64	11372.78	0.00	0.00	0.00	683.38
		3.75	-346928.64	11372.78	0.00	0.00	0.00	-20640.59
KTKA5	COMB3	0.00	-326051.82	11492.68	0.00	0.00	0.00	21611.83
		1.88	-326051.82	11492.68	0.00	0.00	0.00	63.06
		3.75	-326051.82	11492.68	0.00	0.00	0.00	-21485.71
KTKA6	COMB3	0.00	-305325.28	11517.16	0.00	0.00	0.00	21350.07
		1.88	-305325.28	11517.16	0.00	0.00	0.00	-244.61
		3.75	-305325.28	11517.16	0.00	0.00	0.00	-21839.28
KTKA7	COMB3	0.00	-284738.40	11466.67	0.00	0.00	0.00	21060.84
		1.88	-284738.40	11466.67	0.00	0.00	0.00	-439.17
		3.75	-284738.40	11466.67	0.00	0.00	0.00	-21939.17
KTKA8	COMB3	0.00	-264281.64	11348.73	0.00	0.00	0.00	20686.15
		1.88	-264281.64	11348.73	0.00	0.00	0.00	-592.72
		3.75	-264281.64	11348.73	0.00	0.00	0.00	-21871.59
KTKA9	COMB3	0.00	-243945.79	11166.70	0.00	0.00	0.00	20206.67
		1.88	-243945.79	11166.70	0.00	0.00	0.00	-730.89
		3.75	-243945.79	11166.70	0.00	0.00	0.00	-21668.44
KTKI1	COMB3							



		1.88	-396238.15	9051.29	0.00	0.00	0.00	16868.83
		3.75	-396238.15	9051.29	0.00	0.00	0.00	-102.32
KTKI2	COMB3	0.00	-374625.80	9930.27	0.00	0.00	0.00	25037.78
		1.88	-374625.80	9930.27	0.00	0.00	0.00	6418.52
		3.75	-374625.80	9930.27	0.00	0.00	0.00	-12200.75
KTKI3	COMB3	0.00	-353361.93	9914.75	0.00	0.00	0.00	21005.68
		1.88	-353361.93	9914.75	0.00	0.00	0.00	2415.53
		3.75	-353361.93	9914.75	0.00	0.00	0.00	-16174.62
KTKI4	COMB3	0.00	-332407.93	9694.08	0.00	0.00	0.00	19089.81
		1.88	-332407.93	9694.08	0.00	0.00	0.00	913.40
		3.75	-332407.93	9694.08	0.00	0.00	0.00	-17263.00
KTKI5	COMB3	0.00	-311753.08	9354.35	0.00	0.00	0.00	17812.02
		1.88	-311753.08	9354.35	0.00	0.00	0.00	272.60
		3.75	-311753.08	9354.35	0.00	0.00	0.00	-17266.81
KTKI6	COMB3	0.00	-291373.90	8957.87	0.00	0.00	0.00	16744.45
		1.88	-291373.90	8957.87	0.00	0.00	0.00	-51.55
		3.75	-291373.90	8957.87	0.00	0.00	0.00	-16847.54
KTKI7	COMB3	0.00	-271246.70	8520.67	0.00	0.00	0.00	15713.85
		1.88	-271246.70	8520.67	0.00	0.00	0.00	-262.40
		3.75	-271246.70	8520.67	0.00	0.00	0.00	-16238.66
KTKI8	COMB3	0.00	-251348.20	8049.27	0.00	0.00	0.00	14660.93
		1.88	-251348.20	8049.27	0.00	0.00	0.00	-431.44
		3.75	-251348.20	8049.27	0.00	0.00	0.00	-15523.82
KTKI9	COMB3	0.00	-231656.04	7545.52	0.00	0.00	0.00	13563.36
		1.88	-231656.04	7545.52	0.00	0.00	0.00	-584.48
		3.75	-231656.04	7545.52	0.00	0.00	0.00	-14732.33
KTKA10	COMB3	0.00	-223721.86	10922.28	0.00	0.00	0.00	19616.49
		1.88	-223721.86	10922.28	0.00	0.00	0.00	-862.79
		3.75	-223721.86	10922.28	0.00	0.00	0.00	-21342.06
KTKA11	COMB3	0.00	-203600.82	10616.59	0.00	0.00	0.00	18914.55
		1.88	-203600.82	10616.59	0.00	0.00	0.00	-991.56
		3.75	-203600.82	10616.59	0.00	0.00	0.00	-20897.68
KTKA12	COMB3	0.00	-183573.54	10250.49	0.00	0.00	0.00	18101.45
		1.88	-183573.54	10250.49	0.00	0.00	0.00	-1118.22
		3.75	-183573.54	10250.49	0.00	0.00	0.00	-20337.89
KTKA13	COMB3	0.00	-163630.72	9824.71	0.00	0.00	0.00	17178.36
		1.88	-163630.72	9824.71	0.00	0.00	0.00	-1242.97
		3.75	-163630.72	9824.71	0.00	0.00	0.00	-19664.30
KTKA14	COMB3	0.00	-143762.86	9339.91	0.00	0.00	0.00	16146.65
		1.88	-143762.86	9339.91	0.00	0.00	0.00	-1365.68
		3.75	-143762.86	9339.91	0.00	0.00	0.00	-18878.02
KTKA15	COMB3	0.00	-123960.07	8796.75	0.00	0.00	0.00	15007.98
		1.88	-123960.07	8796.75	0.00	0.00	0.00	-1485.93
		3.75	-123960.07	8796.75	0.00	0.00	0.00	-17979.84
KTKA16	COMB3	0.00	-104212.15	8195.74	0.00	0.00	0.00	13764.53
		1.88	-104212.15	8195.74	0.00	0.00	0.00	-1602.48
		3.75	-104212.15	8195.74	0.00	0.00	0.00	-16969.48
KTKA17	COMB3	0.00	-84508.40	7538.53	0.00	0.00	0.00	12420.98
		1.88	-84508.40	7538.53	0.00	0.00	0.00	-1713.77
		3.75	-84508.40	7538.53	0.00	0.00	0.00	-15848.52
KTKA18	COMB3	0.00	-64837.54	6819.95	0.00	0.00	0.00	10982.90
		1.88	-64837.54	6819.95	0.00	0.00	0.00	-1804.52
		3.75	-64837.54	6819.95	0.00	0.00	0.00	-14591.93
KTKA19	COMB3							

		1.88	-45188.38	6086.31	0.00	0.00	0.00	-1918.64
		3.75	-45188.38	6086.31	0.00	0.00	0.00	-13322.48
KTKA20	COMB3	0.00	-25544.66	5036.70	0.00	0.00	0.00	7855.65
		1.88	-25544.66	5036.70	0.00	0.00	0.00	-1588.15
		3.75	-25544.66	5036.70	0.00	0.00	0.00	-11031.96
KTKA21	COMB3	0.00	-5922.73	5818.85	0.00	0.00	0.00	7520.38
		1.88	-5922.73	5818.85	0.00	0.00	0.00	-3389.97
		3.75	-5922.73	5818.85	0.00	0.00	0.00	-14300.32
KTKI10	COMB3	0.00	-212149.11	7009.87	0.00	0.00	0.00	12412.83
		1.88	-212149.11	7009.87	0.00	0.00	0.00	-730.67
		3.75	-212149.11	7009.87	0.00	0.00	0.00	-13874.16
KTKI11	COMB3	0.00	-192807.43	6442.26	0.00	0.00	0.00	11206.05
		1.88	-192807.43	6442.26	0.00	0.00	0.00	-873.20
		3.75	-192807.43	6442.26	0.00	0.00	0.00	-12952.45
KTKI12	COMB3	0.00	-173612.21	5842.53	0.00	0.00	0.00	9941.60
		1.88	-173612.21	5842.53	0.00	0.00	0.00	-1013.15
		3.75	-173612.21	5842.53	0.00	0.00	0.00	-11967.89
KTKI13	COMB3	0.00	-154545.75	5210.47	0.00	0.00	0.00	8618.85
		1.88	-154545.75	5210.47	0.00	0.00	0.00	-1150.77
		3.75	-154545.75	5210.47	0.00	0.00	0.00	-10920.39
KTKI14	COMB3	0.00	-135591.50	4545.92	0.00	0.00	0.00	7237.62
		1.88	-135591.50	4545.92	0.00	0.00	0.00	-1285.99
		3.75	-135591.50	4545.92	0.00	0.00	0.00	-9809.60
KTKI15	COMB3	0.00	-116733.89	3848.81	0.00	0.00	0.00	5798.13
		1.88	-116733.89	3848.81	0.00	0.00	0.00	-1418.39
		3.75	-116733.89	3848.81	0.00	0.00	0.00	-8634.91
KTKI16	COMB3	0.00	-97958.43	3119.23	0.00	0.00	0.00	4301.50
		1.88	-97958.43	3119.23	0.00	0.00	0.00	-1547.06
		3.75	-97958.43	3119.23	0.00	0.00	0.00	-7395.63
KTKI17	COMB3	0.00	-79251.65	2356.89	0.00	0.00	0.00	2750.54
		1.88	-79251.65	2356.89	0.00	0.00	0.00	-1668.63
		3.75	-79251.65	2356.89	0.00	0.00	0.00	-6087.79
KTKI18	COMB3	0.00	-60600.88	1566.42	0.00	0.00	0.00	1156.13
		1.88	-60600.88	1566.42	0.00	0.00	0.00	-1780.91
		3.75	-60600.88	1566.42	0.00	0.00	0.00	-4717.95
KTKI19	COMB3	0.00	-41995.48	721.83	0.00	0.00	0.00	-474.71
		1.88	-41995.48	721.83	0.00	0.00	0.00	-1828.14
		3.75	-41995.48	721.83	0.00	0.00	0.00	-3181.57
KTKI20	COMB3	0.00	-23417.51	27.42	0.00	0.00	0.00	-1958.95
		1.88	-23417.51	27.42	0.00	0.00	0.00	-2010.36
		3.75	-23417.51	27.42	0.00	0.00	0.00	-2061.78
KTKI21	COMB3	0.00	-4905.31	-1916.58	0.00	0.00	0.00	-3954.18
		1.88	-4905.31	-1916.58	0.00	0.00	0.00	-360.58
		3.75	-4905.31	-1916.58	0.00	0.00	0.00	3233.01



UII

LOAD COMBINATION MULTIPLIERS

COMBO	TYPE	CASE	FACTOR	TYPE	TITLE
COMB3	ADD				COMB3
		DL	1.2000	STATIC (DEAD)	
		LL	0.5000	STATIC (LIVE)	
		E	1.0000	STATIC (QUAKE)	

UII

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	COMB3	8.092E-04	0.0000	-8.578E-04	0.0000	3.913E-04	0.0000
3	COMB3	2.141E-03	0.0000	-1.676E-03	0.0000	4.543E-04	0.0000
4	COMB3	3.742E-03	0.0000	-2.455E-03	0.0000	5.200E-04	0.0000
5	COMB3	5.565E-03	0.0000	-3.194E-03	0.0000	5.728E-04	0.0000
6	COMB3	7.570E-03	0.0000	-3.895E-03	0.0000	6.171E-04	0.0000
7	COMB3	9.723E-03	0.0000	-4.557E-03	0.0000	6.532E-04	0.0000
8	COMB3	0.0120	0.0000	-5.180E-03	0.0000	6.816E-04	0.0000
9	COMB3	0.0143	0.0000	-5.763E-03	0.0000	7.030E-04	0.0000
10	COMB3	0.0168	0.0000	-6.306E-03	0.0000	7.180E-04	0.0000
11	COMB3	0.0192	0.0000	-6.809E-03	0.0000	7.270E-04	0.0000
12	COMB3	0.0217	0.0000	-7.272E-03	0.0000	7.306E-04	0.0000
13	COMB3	0.0241	0.0000	-7.693E-03	0.0000	7.292E-04	0.0000
14	COMB3	0.0265	0.0000	-8.072E-03	0.0000	7.235E-04	0.0000
15	COMB3	0.0289	0.0000	-8.408E-03	0.0000	7.138E-04	0.0000
16	COMB3	0.0312	0.0000	-8.701E-03	0.0000	7.008E-04	0.0000
17	COMB3	0.0335	0.0000	-8.949E-03	0.0000	6.850E-04	0.0000
18	COMB3	0.0357	0.0000	-9.153E-03	0.0000	6.669E-04	0.0000
19	COMB3	0.0378	0.0000	-9.312E-03	0.0000	6.471E-04	0.0000
20	COMB3	0.0398	0.0000	-9.424E-03	0.0000	6.271E-04	0.0000
21	COMB3	0.0417	0.0000	-9.490E-03	0.0000	6.004E-04	0.0000
22	COMB3	0.0434	0.0000	-9.509E-03	0.0000	5.703E-04	0.0000
23	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	COMB3	8.092E-04	0.0000	-1.245E-03	0.0000	2.634E-04	0.0000
25	COMB3	2.141E-03	0.0000	-2.449E-03	0.0000	3.478E-04	0.0000
26	COMB3	3.742E-03	0.0000	-3.615E-03	0.0000	4.120E-04	0.0000
27	COMB3	5.565E-03	0.0000	-4.741E-03	0.0000	4.666E-04	0.0000
28	COMB3	7.570E-03	0.0000	-5.823E-03	0.0000	5.120E-04	0.0000
29	COMB3	9.723E-03	0.0000	-6.858E-03	0.0000	5.492E-04	0.0000

30	COMB3	0.0120	0.0000	-7.843E-03	0.0000	5.788E-04	0.0000
31	COMB3	0.0143	0.0000	-8.779E-03	0.0000	6.009E-04	0.0000
32	COMB3	0.0168	0.0000	-9.659E-03	0.0000	6.167E-04	0.0000
33	COMB3	0.0192	0.0000	-0.0105	0.0000	6.265E-04	0.0000
34	COMB3	0.0217	0.0000	-0.0112	0.0000	6.309E-04	0.0000
35	COMB3	0.0241	0.0000	-0.0120	0.0000	6.304E-04	0.0000
36	COMB3	0.0265	0.0000	-0.0126	0.0000	6.254E-04	0.0000
37	COMB3	0.0289	0.0000	-0.0132	0.0000	6.166E-04	0.0000
38	COMB3	0.0312	0.0000	-0.0137	0.0000	6.045E-04	0.0000
39	COMB3	0.0335	0.0000	-0.0141	0.0000	5.896E-04	0.0000
40	COMB3	0.0357	0.0000	-0.0145	0.0000	5.726E-04	0.0000
41	COMB3	0.0378	0.0000	-0.0148	0.0000	5.539E-04	0.0000
42	COMB3	0.0398	0.0000	-0.0150	0.0000	5.360E-04	0.0000
43	COMB3	0.0417	0.0000	-0.0151	0.0000	5.048E-04	0.0000
44	COMB3	0.0434	0.0000	-0.0151	0.0000	5.204E-04	0.0000
45	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
46	COMB3	8.092E-04	0.0000	-2.039E-03	0.0000	2.579E-04	0.0000
47	COMB3	2.141E-03	0.0000	-3.945E-03	0.0000	3.285E-04	0.0000
48	COMB3	3.742E-03	0.0000	-5.715E-03	0.0000	3.824E-04	0.0000
49	COMB3	5.565E-03	0.0000	-7.355E-03	0.0000	4.270E-04	0.0000
50	COMB3	7.570E-03	0.0000	-8.871E-03	0.0000	4.634E-04	0.0000
51	COMB3	9.723E-03	0.0000	-0.0103	0.0000	4.921E-04	0.0000
52	COMB3	0.0120	0.0000	-0.0115	0.0000	5.138E-04	0.0000
53	COMB3	0.0143	0.0000	-0.0127	0.0000	5.291E-04	0.0000
54	COMB3	0.0168	0.0000	-0.0138	0.0000	5.385E-04	0.0000
55	COMB3	0.0192	0.0000	-0.0147	0.0000	5.426E-04	0.0000
56	COMB3	0.0217	0.0000	-0.0156	0.0000	5.418E-04	0.0000
57	COMB3	0.0241	0.0000	-0.0163	0.0000	5.367E-04	0.0000
58	COMB3	0.0265	0.0000	-0.0170	0.0000	5.277E-04	0.0000
59	COMB3	0.0289	0.0000	-0.0175	0.0000	5.155E-04	0.0000
60	COMB3	0.0312	0.0000	-0.0180	0.0000	5.004E-04	0.0000
61	COMB3	0.0335	0.0000	-0.0184	0.0000	4.831E-04	0.0000
62	COMB3	0.0357	0.0000	-0.0187	0.0000	4.641E-04	0.0000
63	COMB3	0.0378	0.0000	-0.0189	0.0000	4.444E-04	0.0000
64	COMB3	0.0398	0.0000	-0.0191	0.0000	4.230E-04	0.0000
65	COMB3	0.0417	0.0000	-0.0191	0.0000	4.096E-04	0.0000
66	COMB3	0.0434	0.0000	-0.0192	0.0000	2.940E-04	0.0000
67	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
68	COMB3	8.092E-04	0.0000	-1.253E-03	0.0000	1.716E-04	0.0000
69	COMB3	2.141E-03	0.0000	-2.455E-03	0.0000	2.539E-04	0.0000
70	COMB3	3.742E-03	0.0000	-3.605E-03	0.0000	3.035E-04	0.0000
71	COMB3	5.565E-03	0.0000	-4.699E-03	0.0000	3.466E-04	0.0000
72	COMB3	7.570E-03	0.0000	-5.736E-03	0.0000	3.811E-04	0.0000
73	COMB3	9.723E-03	0.0000	-6.715E-03	0.0000	4.083E-04	0.0000
74	COMB3	0.0120	0.0000	-7.633E-03	0.0000	4.286E-04	0.0000

75	COMB3	0.0145	0.0000	0.490E-03	0.0000	4.426E-04	0.0000
76	COMB3	0.0168	0.0000	-9.284E-03	0.0000	4.508E-04	0.0000
77	COMB3	0.0192	0.0000	-0.0100	0.0000	4.538E-04	0.0000
78	COMB3	0.0217	0.0000	-0.0107	0.0000	4.519E-04	0.0000
79	COMB3	0.0241	0.0000	-0.0113	0.0000	4.457E-04	0.0000
80	COMB3	0.0265	0.0000	-0.0118	0.0000	4.357E-04	0.0000
81	COMB3	0.0289	0.0000	-0.0123	0.0000	4.224E-04	0.0000
82	COMB3	0.0312	0.0000	-0.0127	0.0000	4.063E-04	0.0000
83	COMB3	0.0335	0.0000	-0.0131	0.0000	3.879E-04	0.0000
84	COMB3	0.0357	0.0000	-0.0133	0.0000	3.678E-04	0.0000
85	COMB3	0.0378	0.0000	-0.0136	0.0000	3.468E-04	0.0000
86	COMB3	0.0398	0.0000	-0.0137	0.0000	3.241E-04	0.0000
87	COMB3	0.0417	0.0000	-0.0138	0.0000	3.088E-04	0.0000
88	COMB3	0.0434	0.0000	-0.0139	0.0000	1.963E-04	0.0000
89	COMB3	3.113E-04	0.0000	-8.212E-04	0.0000	5.573E-05	0.0000
90	COMB3	1.393E-03	0.0000	-2.420E-03	0.0000	1.259E-04	0.0000
91	COMB3	2.871E-03	0.0000	-3.932E-03	0.0000	2.112E-04	0.0000
92	COMB3	4.594E-03	0.0000	-5.358E-03	0.0000	2.855E-04	0.0000
93	COMB3	6.517E-03	0.0000	-6.699E-03	0.0000	3.485E-04	0.0000
94	COMB3	8.605E-03	0.0000	-7.956E-03	0.0000	4.013E-04	0.0000
95	COMB3	0.0108	0.0000	-9.130E-03	0.0000	4.448E-04	0.0000
96	COMB3	0.0131	0.0000	-0.0102	0.0000	4.799E-04	0.0000
97	COMB3	0.0155	0.0000	-0.0112	0.0000	5.074E-04	0.0000
98	COMB3	0.0180	0.0000	-0.0122	0.0000	5.281E-04	0.0000
99	COMB3	0.0204	0.0000	-0.0130	0.0000	5.427E-04	0.0000
100	COMB3	0.0229	0.0000	-0.0138	0.0000	5.521E-04	0.0000
101	COMB3	0.0253	0.0000	-0.0145	0.0000	5.568E-04	0.0000
102	COMB3	0.0277	0.0000	-0.0151	0.0000	5.577E-04	0.0000
103	COMB3	0.0301	0.0000	-0.0156	0.0000	5.555E-04	0.0000
104	COMB3	0.0324	0.0000	-0.0161	0.0000	5.509E-04	0.0000
105	COMB3	0.0346	0.0000	-0.0164	0.0000	5.448E-04	0.0000
106	COMB3	0.0367	0.0000	-0.0167	0.0000	5.380E-04	0.0000
107	COMB3	0.0388	0.0000	-0.0169	0.0000	5.314E-04	0.0000
108	COMB3	0.0407	0.0000	-0.0171	0.0000	5.267E-04	0.0000
109	COMB3	0.0426	0.0000	-0.0171	0.0000	5.288E-04	0.0000

SAP2000 v7.42 File: LBF 21 LT Kgf-m Units PAGE 3  
1/6/04 7:52:01

UII

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
194	COMB3	0.00	-27028.55	-217.98	0.00	0.00	0.00	-452.36
		2.21	-27028.55	-217.98	0.00	0.00	0.00	29.12
		4.42	-27028.55	-217.98	0.00	0.00	0.00	510.61

195	COMB3	0.00	-27043.86	-260.37	0.00	0.00	0.00	-466.59
		2.21	-27043.86	-260.37	0.00	0.00	0.00	108.52
		4.42	-27043.86	-260.37	0.00	0.00	0.00	683.64
196	COMB3	0.00	1289.15	-134.09	0.00	0.00	0.00	-224.30
		2.21	1289.15	-134.09	0.00	0.00	0.00	71.87
		4.42	1289.15	-134.09	0.00	0.00	0.00	368.05
197	COMB3	0.00	1275.91	-206.06	0.00	0.00	0.00	-561.04
		2.21	1275.91	-206.06	0.00	0.00	0.00	-105.89
		4.42	1275.91	-206.06	0.00	0.00	0.00	349.27
198	COMB3	0.00	-28120.55	-258.31	0.00	0.00	0.00	-631.87
		2.21	-28120.55	-258.31	0.00	0.00	0.00	-61.31
		4.42	-28120.55	-258.31	0.00	0.00	0.00	509.25
199	COMB3	0.00	-28059.27	-213.64	0.00	0.00	0.00	-366.99
		2.21	-28059.27	-213.64	0.00	0.00	0.00	104.90
		4.42	-28059.27	-213.64	0.00	0.00	0.00	576.80
200	COMB3	0.00	1335.78	-118.34	0.00	0.00	0.00	-195.32
		2.21	1335.78	-118.34	0.00	0.00	0.00	66.07
		4.42	1335.78	-118.34	0.00	0.00	0.00	327.46
201	COMB3	0.00	1358.34	-192.00	0.00	0.00	0.00	-498.04
		2.21	1358.34	-192.00	0.00	0.00	0.00	-73.95
		4.42	1358.34	-192.00	0.00	0.00	0.00	350.13
202	COMB3	0.00	-25024.82	-212.11	0.00	0.00	0.00	-509.53
		2.21	-25024.82	-212.11	0.00	0.00	0.00	-41.02
		4.42	-25024.82	-212.11	0.00	0.00	0.00	427.48
203	COMB3	0.00	-24944.36	-196.01	0.00	0.00	0.00	-347.52
		2.21	-24944.36	-196.01	0.00	0.00	0.00	85.44
		4.42	-24944.36	196.01	0.00	0.00	0.00	518.39
204	COMB3	0.00	1346.27	-104.87	0.00	0.00	0.00	-173.79
		2.21	1346.27	-104.87	0.00	0.00	0.00	57.86
		4.42	1346.27	-104.87	0.00	0.00	0.00	289.50
205	COMB3	0.00	1400.47	-175.71	0.00	0.00	0.00	-435.56
		2.21	1400.47	-175.71	0.00	0.00	0.00	-47.44
		4.42	1400.47	-175.71	0.00	0.00	0.00	340.68
206	COMB3	0.00	-22060.34	-170.54	0.00	0.00	0.00	-401.40
		2.21	-22060.34	-170.54	0.00	0.00	0.00	-24.72
		4.42	-22060.34	-170.54	0.00	0.00	0.00	351.97
207	COMB3	0.00	-21963.18	-178.17	0.00	0.00	0.00	-323.63
		2.21	-21963.18	-178.17	0.00	0.00	0.00	69.91
		4.42	-21963.18	-178.17	0.00	0.00	0.00	463.46
208	COMB3	0.00	1397.86	-89.86	0.00	0.00	0.00	-146.90
		2.21	1397.86	-89.86	0.00	0.00	0.00	51.58
		4.42	1397.86	-89.86	0.00	0.00	0.00	250.06
209	COMB3	0.00	1478.45	-158.81	0.00	0.00	0.00	-376.51
		2.21	1478.45	-158.81	0.00	0.00	0.00	-25.73
		4.42	1478.45	-158.81	0.00	0.00	0.00	325.05
210	COMB3	0.00	-19149.62	-132.83	0.00	0.00	0.00	-304.75
		2.21	-19149.62	-132.83	0.00	0.00	0.00	-11.36
		4.42	-19149.62	-132.83	0.00	0.00	0.00	282.03
211	COMB3	0.00	-19038.28	-159.83	0.00	0.00	0.00	-295.90
		2.21	-19038.28	-159.83	0.00	0.00	0.00	57.13
		4.42	-19038.28	-159.83	0.00	0.00	0.00	410.17
212	COMB3	0.00	1422.90	-73.78	0.00	0.00	0.00	-116.66
		2.21	1422.90	-73.78	0.00	0.00	0.00	46.31
		4.42	1422.90	-73.78	0.00	0.00	0.00	209.29

213	COMB3	0.00	1525.14	-141.61	0.00	0.00	0.00	-320.37
		2.21	1525.14	-141.61	0.00	0.00	0.00	-7.59
		4.42	1525.14	-141.61	0.00	0.00	0.00	305.20
214	COMB3	0.00	-16221.38	-98.24	0.00	0.00	0.00	-216.92
		2.21	-16221.38	-98.24	0.00	0.00	0.00	6.957E-02
		4.42	-16221.38	-98.24	0.00	0.00	0.00	217.06
215	COMB3	0.00	-16098.22	-140.68	0.00	0.00	0.00	-264.65
		2.21	-16098.22	-140.68	0.00	0.00	0.00	46.08
		4.42	-16098.22	-140.68	0.00	0.00	0.00	356.80
216	COMB3	0.00	1362.51	-57.06	0.00	0.00	0.00	-84.83
		2.21	1362.51	-57.06	0.00	0.00	0.00	41.20
		4.42	1362.51	-57.06	0.00	0.00	0.00	167.22
217	COMB3	0.00	1482.03	-124.44	0.00	0.00	0.00	-266.83
		2.21	1482.03	-124.44	0.00	0.00	0.00	8.04
		4.42	1482.03	-124.44	0.00	0.00	0.00	282.90
218	COMB3	0.00	-13211.57	-66.17	0.00	0.00	0.00	-135.64
		2.21	-13211.57	-66.17	0.00	0.00	0.00	10.52
		4.42	-13211.57	-66.17	0.00	0.00	0.00	156.67
219	COMB3	0.00	-13078.75	-120.35	0.00	0.00	0.00	-229.98
		2.21	-13078.75	-120.35	0.00	0.00	0.00	35.85
		4.42	-13078.75	-120.35	0.00	0.00	0.00	301.67
220	COMB3	0.00	1162.28	-39.99	0.00	0.00	0.00	-52.95
		2.21	1162.28	-39.99	0.00	0.00	0.00	35.39
		4.42	1162.28	-39.99	0.00	0.00	0.00	123.72
221	COMB3	0.00	1294.97	-107.68	0.00	0.00	0.00	-215.76
		2.21	1294.97	-107.68	0.00	0.00	0.00	22.08
		4.42	1294.97	-107.68	0.00	0.00	0.00	259.92
222	COMB3	0.00	-10059.03	-36.13	0.00	0.00	0.00	-58.90
		2.21	-10059.03	-36.13	0.00	0.00	0.00	20.91
		4.42	-10059.03	-36.13	0.00	0.00	0.00	100.72
223	COMB3	0.00	-9918.50	-98.42	0.00	0.00	0.00	-191.78
		2.21	-9918.50	-98.42	0.00	0.00	0.00	25.61
		4.42	-9918.50	-98.42	0.00	0.00	0.00	243.01
224	COMB3	0.00	768.13	-22.84	0.00	0.00	0.00	-22.44
		2.21	768.13	-22.84	0.00	0.00	0.00	28.01
		4.42	768.13	-22.84	0.00	0.00	0.00	78.46
225	COMB3	0.00	909.99	-91.75	0.00	0.00	0.00	-167.22
		2.21	909.99	-91.75	0.00	0.00	0.00	35.43
		4.42	909.99	-91.75	0.00	0.00	0.00	238.08
226	COMB3	0.00	-6701.24	-7.71	0.00	0.00	0.00	15.21
		2.21	-6701.24	-7.71	0.00	0.00	0.00	32.23
		4.42	-6701.24	-7.71	0.00	0.00	0.00	49.25
227	COMB3	0.00	-6554.72	-74.40	0.00	0.00	0.00	-149.78
		2.21	-6554.72	-74.40	0.00	0.00	0.00	14.56
		4.42	-6554.72	-74.40	0.00	0.00	0.00	178.90
228	COMB3	0.00	122.27	-5.81	0.00	0.00	0.00	5.27
		2.21	122.27	-5.81	0.00	0.00	0.00	18.11
		4.42	122.27	-5.81	0.00	0.00	0.00	30.94
229	COMB3	0.00	269.15	-77.08	0.00	0.00	0.00	-121.34
		2.21	269.15	-77.08	0.00	0.00	0.00	48.92
		4.42	269.15	-77.08	0.00	0.00	0.00	219.18
230	COMB3	0.00	-3069.16	19.40	0.00	0.00	0.00	88.33
		2.21	-3069.16	19.40	0.00	0.00	0.00	45.49
		4.42	-3069.16	19.40	0.00	0.00	0.00	2.65



231	COMB3	0.00	-2916.93	-48.38	0.00	0.00	0.00	-104.47
		2.21	-2916.93	-48.38	0.00	0.00	0.00	2.40
		4.42	-2916.93	-48.38	0.00	0.00	0.00	109.26
232	COMB3	0.00	-868.69	12.12	0.00	0.00	0.00	31.64
		2.21	-868.69	12.12	0.00	0.00	0.00	4.88
		4.42	-868.69	12.12	0.00	0.00	0.00	-21.88
233	COMB3	0.00	-730.68	-60.74	0.00	0.00	0.00	-72.99
		2.21	-730.68	-60.74	0.00	0.00	0.00	61.18
		4.42	-730.68	-60.74	0.00	0.00	0.00	195.35
234	COMB3	0.00	1819.00	35.10	0.00	0.00	0.00	139.84
		2.21	1819.00	35.10	0.00	0.00	0.00	62.30
		4.42	1819.00	35.10	0.00	0.00	0.00	-15.23
235	COMB3	0.00	2050.52	-38.34	0.00	0.00	0.00	-89.07
		2.21	2050.52	-38.34	0.00	0.00	0.00	-4.38
		4.42	2050.52	-38.34	0.00	0.00	0.00	80.30
236	COMB3	0.00	-2235.72	112.81	0.00	0.00	0.00	371.88
		2.21	-2235.72	112.81	0.00	0.00	0.00	122.70
		4.42	-2235.72	112.81	0.00	0.00	0.00	-126.49
237	COMB3	0.00	-2440.27	-18.16	0.00	0.00	0.00	-52.64
		2.21	-2440.27	-18.16	0.00	0.00	0.00	-12.54
		4.42	-2440.27	-18.16	0.00	0.00	0.00	27.56
238	COMB3	0.00	-947.13	26.46	0.00	0.00	0.00	47.03
		2.21	-947.13	26.46	0.00	0.00	0.00	-11.42
		4.42	-947.13	26.46	0.00	0.00	0.00	-69.86
239	COMB3	0.00	-1091.42	-33.01	0.00	0.00	0.00	-18.75
		2.21	-1091.42	-33.01	0.00	0.00	0.00	54.16
		4.42	-1091.42	-33.01	0.00	0.00	0.00	127.07
240	COMB3	0.00	-168.09	71.23	0.00	0.00	0.00	213.99
		2.21	-168.09	71.23	0.00	0.00	0.00	56.64
		4.42	-168.09	71.23	0.00	0.00	0.00	-100.70
241	COMB3	0.00	-317.57	-2.42	0.00	0.00	0.00	6.42
		2.21	-317.57	-2.42	0.00	0.00	0.00	11.76
		4.42	-317.57	-2.42	0.00	0.00	0.00	17.10
242	COMB3	0.00	-4775.59	61.27	0.00	0.00	0.00	143.67
		2.21	-4775.59	61.27	0.00	0.00	0.00	8.33
		4.42	-4775.59	61.27	0.00	0.00	0.00	-127.01
243	COMB3	0.00	-4924.33	-6.03	0.00	0.00	0.00	25.27
		2.21	-4924.33	-6.03	0.00	0.00	0.00	38.59
		4.42	-4924.33	-6.03	0.00	0.00	0.00	51.90
244	COMB3	0.00	625.48	84.26	0.00	0.00	0.00	228.25
		2.21	625.48	84.26	0.00	0.00	0.00	42.13
		4.42	625.48	84.26	0.00	0.00	0.00	-143.99
245	COMB3	0.00	480.49	14.31	0.00	0.00	0.00	55.04
		2.21	480.49	14.31	0.00	0.00	0.00	23.44
		4.42	480.49	14.31	0.00	0.00	0.00	-8.17
246	COMB3	0.00	-8266.15	86.70	0.00	0.00	0.00	211.74
		2.21	-8266.15	86.70	0.00	0.00	0.00	20.24
		4.42	-8266.15	86.70	0.00	0.00	0.00	-171.27
247	COMB3	0.00	-8409.86	21.74	0.00	0.00	0.00	74.42
		2.21	-8409.86	21.74	0.00	0.00	0.00	26.39
		4.42	-8409.86	21.74	0.00	0.00	0.00	-21.63
248	COMB3	0.00	1130.69	99.58	0.00	0.00	0.00	248.74
		2.21	1130.69	99.58	0.00	0.00	0.00	28.79
		4.42	1130.69	99.58	0.00	0.00	0.00	-191.16

249	COMB3	0.00	992.92	31.41	0.00	0.00	0.00	101.34
		2.21	992.92	31.41	0.00	0.00	0.00	31.95
		4.42	992.92	31.41	0.00	0.00	0.00	-37.43
250	COMB3	0.00	-11520.06	109.61	0.00	0.00	0.00	272.89
		2.21	-11520.06	109.61	0.00	0.00	0.00	30.78
		4.42	-11520.06	109.61	0.00	0.00	0.00	-211.33
251	COMB3	0.00	-11656.97	50.92	0.00	0.00	0.00	128.15
		2.21	-11656.97	50.92	0.00	0.00	0.00	15.66
		4.42	-11656.97	50.92	0.00	0.00	0.00	-96.82
252	COMB3	0.00	1409.82	115.98	0.00	0.00	0.00	271.39
		2.21	1409.82	115.98	0.00	0.00	0.00	15.20
		4.42	1409.82	115.98	0.00	0.00	0.00	-240.99
253	COMB3	0.00	1283.21	48.55	0.00	0.00	0.00	145.67
		2.21	1283.21	48.55	0.00	0.00	0.00	38.43
		4.42	1283.21	48.55	0.00	0.00	0.00	-68.80
254	COMB3	0.00	-14602.26	130.68	0.00	0.00	0.00	329.56
		2.21	-14602.26	130.68	0.00	0.00	0.00	40.91
		4.42	-14602.26	130.68	0.00	0.00	0.00	-247.74
255	COMB3	0.00	-14730.51	81.92	0.00	0.00	0.00	186.31
		2.21	-14730.51	81.92	0.00	0.00	0.00	5.36
		4.42	-14730.51	81.92	0.00	0.00	0.00	-175.59
256	COMB3	0.00	1518.25	133.00	0.00	0.00	0.00	294.24
		2.21	1518.25	133.00	0.00	0.00	0.00	4.782E-01
		4.42	1518.25	133.00	0.00	0.00	0.00	-293.29
257	COMB3	0.00	1406.84	65.48	0.00	0.00	0.00	188.42
		2.21	1406.84	65.48	0.00	0.00	0.00	43.79
		4.42	1406.84	65.48	0.00	0.00	0.00	-100.84
258	COMB3	0.00	-17574.28	150.38	0.00	0.00	0.00	383.60
		2.21	-17574.28	150.38	0.00	0.00	0.00	51.45
		4.42	-17574.28	150.38	0.00	0.00	0.00	-280.71
259	COMB3	0.00	-17691.81	115.18	0.00	0.00	0.00	248.95
		2.21	-17691.81	115.18	0.00	0.00	0.00	-5.46
		4.42	-17691.81	115.18	0.00	0.00	0.00	-259.88
260	COMB3	0.00	1509.51	150.22	0.00	0.00	0.00	315.54
		2.21	1509.51	150.22	0.00	0.00	0.00	-16.28
		4.42	1509.51	150.22	0.00	0.00	0.00	-348.10
261	COMB3	0.00	1417.53	81.92	0.00	0.00	0.00	229.83
		2.21	1417.53	81.92	0.00	0.00	0.00	48.88
		4.42	1417.53	81.92	0.00	0.00	0.00	-132.08
262	COMB3	0.00	-20498.38	169.08	0.00	0.00	0.00	436.72
		2.21	-20498.38	169.08	0.00	0.00	0.00	63.25
		4.42	-20498.38	169.08	0.00	0.00	0.00	-310.22
263	COMB3	0.00	-20602.93	151.25	0.00	0.00	0.00	316.35
		2.21	-20602.93	151.25	0.00	0.00	0.00	-17.74
		4.42	-20602.93	151.25	0.00	0.00	0.00	-351.82
264	COMB3	0.00	1439.43	167.32	0.00	0.00	0.00	333.51
		2.21	1439.43	167.32	0.00	0.00	0.00	-36.07
		4.42	1439.43	167.32	0.00	0.00	0.00	-405.65
265	COMB3	0.00	1371.41	97.53	0.00	0.00	0.00	269.95
		2.21	1371.41	97.53	0.00	0.00	0.00	54.54
		4.42	1371.41	97.53	0.00	0.00	0.00	-160.88
266	COMB3	0.00	-23441.86	187.13	0.00	0.00	0.00	490.61
		2.21	-23441.86	187.13	0.00	0.00	0.00	77.26
		4.42	-23441.86	187.13	0.00	0.00	0.00	-336.08

267	COMB3	0.00	-23530.99	190.79	0.00	0.00	0.00	388.98
		2.21	-23530.99	190.79	0.00	0.00	0.00	-32.43
		4.42	-23530.99	190.79	0.00	0.00	0.00	-453.85
268	COMB3	0.00	1370.30	183.95	0.00	0.00	0.00	346.31
		2.21	1370.30	183.95	0.00	0.00	0.00	-60.01
		4.42	1370.30	183.95	0.00	0.00	0.00	-466.34
269	COMB3	0.00	1331.20	111.81	0.00	0.00	0.00	308.66
		2.21	1331.20	111.81	0.00	0.00	0.00	61.68
		4.42	1331.20	111.81	0.00	0.00	0.00	-185.30
270	COMB3	0.00	-26481.46	204.86	0.00	0.00	0.00	547.10
		2.21	-26481.46	204.86	0.00	0.00	0.00	94.61
		4.42	-26481.46	204.86	0.00	0.00	0.00	-357.88
271	COMB3	0.00	-26552.51	234.64	0.00	0.00	0.00	467.62
		2.21	-26552.51	234.64	0.00	0.00	0.00	-50.65
		4.42	-26552.51	234.64	0.00	0.00	0.00	-568.92
272	COMB3	0.00	1369.70	199.78	0.00	0.00	0.00	351.79
		2.21	1369.70	199.78	0.00	0.00	0.00	-89.48
		4.42	1369.70	199.78	0.00	0.00	0.00	-530.75
273	COMB3	0.00	1364.83	124.10	0.00	0.00	0.00	345.50
		2.21	1364.83	124.10	0.00	0.00	0.00	71.38
		4.42	1364.83	124.10	0.00	0.00	0.00	-202.74
274	COMB3	0.00	-29552.06	224.07	0.00	0.00	0.00	610.89
		2.21	-29552.06	224.07	0.00	0.00	0.00	115.96
		4.42	-29552.06	224.07	0.00	0.00	0.00	-378.97
275	COMB3	0.00	-29598.91	280.29	0.00	0.00	0.00	550.12
		2.21	-29598.91	280.29	0.00	0.00	0.00	-68.99
		4.42	-29598.91	280.29	0.00	0.00	0.00	-688.11
276	COMB3	0.00	-2837.47	184.44	0.00	0.00	0.00	301.75
		2.21	-2837.47	184.44	0.00	0.00	0.00	-105.64
		4.42	-2837.47	184.44	0.00	0.00	0.00	-513.04
277	COMB3	0.00	-2860.26	223.32	0.00	0.00	0.00	464.16
		2.21	-2860.26	223.32	0.00	0.00	0.00	-29.12
		4.42	-2860.26	223.32	0.00	0.00	0.00	-522.41
BF1	COMB3	0.00	0.00	2312.50	0.00	0.00	0.00	10279.51
		4.00	0.00	2312.50	0.00	0.00	0.00	1029.52
		8.00	0.00	2312.50	0.00	0.00	0.00	-8220.47
BF2	COMB3	0.00	0.00	1162.98	0.00	0.00	0.00	5266.91
		4.00	0.00	1162.98	0.00	0.00	0.00	614.98
		8.00	0.00	1162.98	0.00	0.00	0.00	-4036.95
BF3	COMB3	0.00	0.00	2935.57	0.00	0.00	0.00	8591.43
		4.00	0.00	2935.57	0.00	0.00	0.00	-3150.85
		8.00	0.00	2935.57	0.00	0.00	0.00	-14893.12
BT1	COMB3	8.9E-01	0.00	-8372.64	0.00	0.00	0.00	-5379.70
		4.00	0.00	-2231.05	0.00	0.00	0.00	11109.04
		7.11	0.00	9736.81	0.00	0.00	0.00	-9622.27
BT2	COMB3	8.9E-01	0.00	-8415.86	0.00	0.00	0.00	-5472.49
		4.00	0.00	-2274.27	0.00	0.00	0.00	11150.65
		7.11	0.00	9693.60	0.00	0.00	0.00	-9446.26
BT3	COMB3	8.9E-01	0.00	-8485.37	0.00	0.00	0.00	-5657.72
		4.00	0.00	-2343.78	0.00	0.00	0.00	11181.62
		7.11	0.00	9624.08	0.00	0.00	0.00	-9199.10
BT4	COMB3	8.9E-01	0.00	-8547.53	0.00	0.00	0.00	-5820.74
		4.00	0.00	-2405.94	0.00	0.00	0.00	11211.90
		7.11	0.00	9561.93	0.00	0.00	0.00	-8975.52

BT5	COMB3	8.9E-01	0.00	-8603.54	0.00	0.00	0.00	-5967.34
		4.00	0.00	-2461.95	0.00	0.00	0.00	11239.49
		7.11	0.00	9505.91	0.00	0.00	0.00	-8773.73
BT6	COMB3	8.9E-01	0.00	-8654.23	0.00	0.00	0.00	-6099.56
		4.00	0.00	-2512.64	0.00	0.00	0.00	11264.91
		7.11	0.00	9455.23	0.00	0.00	0.00	-8590.67
BT7	COMB3	8.9E-01	0.00	-8700.53	0.00	0.00	0.00	-6220.29
		4.00	0.00	-2558.94	0.00	0.00	0.00	11288.20
		7.11	0.00	9408.92	0.00	0.00	0.00	-8423.37
BT8	COMB3	8.9E-01	0.00	-8743.30	0.00	0.00	0.00	-6332.06
		4.00	0.00	-2601.71	0.00	0.00	0.00	11309.44
		7.11	0.00	9366.15	0.00	0.00	0.00	-8269.12
BT9	COMB3	8.9E-01	0.00	-8783.32	0.00	0.00	0.00	-6437.22
		4.00	0.00	-2641.73	0.00	0.00	0.00	11328.73
		7.11	0.00	9326.13	0.00	0.00	0.00	-8125.38
BKA1	COMB3	8.9E-01	0.00	-7731.37	0.00	0.00	0.00	-3141.07
		4.00	0.00	-1589.78	0.00	0.00	0.00	11353.31
		7.11	0.00	10378.09	0.00	0.00	0.00	-11372.37
BKA2	COMB3	8.9E-01	0.00	-7036.78	0.00	0.00	0.00	-1016.28
		4.00	0.00	-895.19	0.00	0.00	0.00	11317.93
		7.11	0.00	11072.67	0.00	0.00	0.00	-13567.91
BKA3	COMB3	8.9E-01	0.00	-6490.09	0.00	0.00	0.00	697.03
		4.00	0.00	-348.51	0.00	0.00	0.00	11331.05
		7.11	0.00	11619.36	0.00	0.00	0.00	-15254.98
BKA4	COMB3	8.9E-01	0.00	-6016.40	0.00	0.00	0.00	2174.88
		4.00	0.00	125.19	0.00	0.00	0.00	11335.71
		7.11	0.00	12093.06	0.00	0.00	0.00	-16723.53
BKA5	COMB3	8.9E-01	0.00	-5613.97	0.00	0.00	0.00	3431.75
		4.00	0.00	527.62	0.00	0.00	0.00	11341.04
		7.11	0.00	12495.48	0.00	0.00	0.00	-17969.74
BKA6	COMB3	8.9E-01	0.00	-5275.87	0.00	0.00	0.00	4487.89
		4.00	0.00	865.72	0.00	0.00	0.00	11345.68
		7.11	0.00	12833.58	0.00	0.00	0.00	-19016.58
BKA7	COMB3	8.9E-01	0.00	-4996.74	0.00	0.00	0.00	5360.27
		4.00	0.00	1144.85	0.00	0.00	0.00	11349.95
		7.11	0.00	13112.71	0.00	0.00	0.00	-19880.42
BKA8	COMB3	8.9E-01	0.00	-4771.52	0.00	0.00	0.00	6064.62
		4.00	0.00	1370.07	0.00	0.00	0.00	11353.88
		7.11	0.00	13337.93	0.00	0.00	0.00	-20576.92
BKA9	COMB3	8.9E-01	0.00	-4595.57	0.00	0.00	0.00	6615.49
		4.00	0.00	1546.02	0.00	0.00	0.00	11357.53
		7.11	0.00	13513.89	0.00	0.00	0.00	-21120.48
BKI1	COMB3	8.9E-01	0.00	-7875.64	0.00	0.00	0.00	-3464.08
		4.00	0.00	-1734.06	0.00	0.00	0.00	11479.01
		7.11	0.00	10233.81	0.00	0.00	0.00	-10797.96
BKI2	COMB3	8.9E-01	0.00	-7768.11	0.00	0.00	0.00	-3194.37
		4.00	0.00	-1626.52	0.00	0.00	0.00	11414.27
		7.11	0.00	10341.35	0.00	0.00	0.00	-11197.14
BKI3	COMB3	8.9E-01	0.00	-7698.41	0.00	0.00	0.00	-2972.84
		4.00	0.00	-1556.82	0.00	0.00	0.00	11419.05
		7.11	0.00	10411.04	0.00	0.00	0.00	-11409.11
BKI4	COMB3	8.9E-01	0.00	-7675.40	0.00	0.00	0.00	-2906.80
		4.00	0.00	-1533.81	0.00	0.00	0.00	11413.53
		7.11	0.00	10434.05	0.00	0.00	0.00	-11486.20

BKI5	COMB3	8.9E-01	0.00	-7687.02	0.00	0.00	0.00	-2946.35
		4.00	0.00	-1545.44	0.00	0.00	0.00	11410.13
		7.11	0.00	10422.43	0.00	0.00	0.00	-11453.45
BKI6	COMB3	8.9E-01	0.00	-7729.77	0.00	0.00	0.00	-3082.57
		4.00	0.00	-1588.18	0.00	0.00	0.00	11406.83
		7.11	0.00	10379.69	0.00	0.00	0.00	-11323.83
BKI7	COMB3	8.9E-01	0.00	-7799.50	0.00	0.00	0.00	-3302.42
		4.00	0.00	-1657.91	0.00	0.00	0.00	11403.86
		7.11	0.00	10309.95	0.00	0.00	0.00	-11109.92
BKI8	COMB3	8.9E-01	0.00	-7892.60	0.00	0.00	0.00	-3594.70
		4.00	0.00	-1751.01	0.00	0.00	0.00	11401.11
		7.11	0.00	10216.86	0.00	0.00	0.00	-10823.14
BKI9	COMB3	8.9E-01	0.00	-8005.65	0.00	0.00	0.00	-3948.88
		4.00	0.00	-1864.06	0.00	0.00	0.00	11398.53
		7.11	0.00	10103.80	0.00	0.00	0.00	-10474.12
BT10	COMB3	8.9E-01	0.00	-8821.32	0.00	0.00	0.00	-6538.00
		4.00	0.00	-2679.73	0.00	0.00	0.00	11346.14
		7.11	0.00	9288.13	0.00	0.00	0.00	-7989.78
BT11	COMB3	8.9E-01	0.00	-8858.01	0.00	0.00	0.00	-6636.50
		4.00	0.00	-2716.42	0.00	0.00	0.00	11361.73
		7.11	0.00	9251.44	0.00	0.00	0.00	-7860.08
BT12	COMB3	8.9E-01	0.00	-8894.07	0.00	0.00	0.00	-6734.80
		4.00	0.00	-2752.48	0.00	0.00	0.00	11375.58
		7.11	0.00	9215.38	0.00	0.00	0.00	-7734.09
BT13	COMB3	8.9E-01	0.00	-8930.17	0.00	0.00	0.00	-6834.93
		4.00	0.00	-2788.58	0.00	0.00	0.00	11387.74
		7.11	0.00	9179.28	0.00	0.00	0.00	-7609.65
BT14	COMB3	8.9E-01	0.00	-8967.00	0.00	0.00	0.00	-6938.94
		4.00	0.00	-2825.41	0.00	0.00	0.00	11398.24
		7.11	0.00	9142.46	0.00	0.00	0.00	-7484.63
BT15	COMB3	8.9E-01	0.00	-9005.23	0.00	0.00	0.00	-7048.94
		4.00	0.00	-2863.64	0.00	0.00	0.00	11407.15
		7.11	0.00	9104.22	0.00	0.00	0.00	-7356.82
BT16	COMB3	8.9E-01	0.00	-9045.60	0.00	0.00	0.00	-7167.17
		4.00	0.00	-2904.01	0.00	0.00	0.00	11414.46
		7.11	0.00	9063.86	0.00	0.00	0.00	-7223.97
BT17	COMB3	8.9E-01	0.00	-9088.83	0.00	0.00	0.00	-7295.70
		4.00	0.00	-2947.24	0.00	0.00	0.00	11420.39
		7.11	0.00	9020.62	0.00	0.00	0.00	-7083.57
BT18	COMB3	8.9E-01	0.00	-9135.92	0.00	0.00	0.00	-7438.91
		4.00	0.00	-2994.33	0.00	0.00	0.00	11423.61
		7.11	0.00	8973.54	0.00	0.00	0.00	-6933.92
BT19	COMB3	8.9E-01	0.00	-9186.89	0.00	0.00	0.00	-7587.07
		4.00	0.00	-3045.30	0.00	0.00	0.00	11433.98
		7.11	0.00	8922.56	0.00	0.00	0.00	-6765.01
BT20	COMB3	8.9E-01	0.00	-9255.67	0.00	0.00	0.00	-7854.63
		4.00	0.00	-3114.08	0.00	0.00	0.00	11380.32
		7.11	0.00	8853.79	0.00	0.00	0.00	-6604.79
BT21	COMB3	8.9E-01	0.00	-3812.02	0.00	0.00	0.00	-3692.19
		4.00	0.00	-2227.56	0.00	0.00	0.00	5699.37
		7.11	0.00	3013.12	0.00	0.00	0.00	-1207.61
KKA1	COMB3	0.00	-303604.75	5942.21	0.00	0.00	0.00	14893.12
		1.88	-303604.75	5942.21	0.00	0.00	0.00	3751.48
		3.75	-303604.75	5942.21	0.00	0.00	0.00	-7390.16

KKA2	COMB3	0.00	-291469.09	6507.44	0.00	0.00	0.00	14000.83
		1.88	-291469.09	6507.44	0.00	0.00	0.00	1799.37
		3.75	-291469.09	6507.44	0.00	0.00	0.00	-10402.09
KKA3	COMB3	0.00	-278638.87	6783.33	0.00	0.00	0.00	13802.61
		1.88	-278638.87	6783.33	0.00	0.00	0.00	1083.86
		3.75	-278638.87	6783.33	0.00	0.00	0.00	-11634.89
KKA4	COMB3	0.00	-265261.94	7361.08	0.00	0.00	0.00	14743.43
		1.88	-265261.94	7361.08	0.00	0.00	0.00	941.41
		3.75	-265261.94	7361.08	0.00	0.00	0.00	-12860.62
KKA5	COMB3	0.00	-251411.33	7814.39	0.00	0.00	0.00	15407.84
		1.88	-251411.33	7814.39	0.00	0.00	0.00	755.87
		3.75	-251411.33	7814.39	0.00	0.00	0.00	-13896.10
KKA6	COMB3	0.00	-237158.28	8203.98	0.00	0.00	0.00	15976.73
		1.88	-237158.28	8203.98	0.00	0.00	0.00	594.27
		3.75	-237158.28	8203.98	0.00	0.00	0.00	-14788.20
KKA7	COMB3	0.00	-222567.15	8527.11	0.00	0.00	0.00	16432.39
		1.88	-222567.15	8527.11	0.00	0.00	0.00	444.05
		3.75	-222567.15	8527.11	0.00	0.00	0.00	-15544.28
KKA8	COMB3	0.00	-207696.87	8790.63	0.00	0.00	0.00	16788.57
		1.88	-207696.87	8790.63	0.00	0.00	0.00	306.13
		3.75	-207696.87	8790.63	0.00	0.00	0.00	-16176.30
KKA9	COMB3	0.00	-192601.38	8999.41	0.00	0.00	0.00	17053.49
		1.88	-192601.38	8999.41	0.00	0.00	0.00	179.60
		3.75	-192601.38	8999.41	0.00	0.00	0.00	-16694.29
KKI1	COMB3	0.00	-207912.98	920.01	0.00	0.00	0.00	10279.51
		1.88	-207912.98	920.01	0.00	0.00	0.00	8554.48
		3.75	-207912.98	920.01	0.00	0.00	0.00	6829.45
KKI2	COMB3	0.00	-198279.76	-3094.62	0.00	0.00	0.00	-4426.06
		1.88	-198279.76	-3094.62	0.00	0.00	0.00	1376.35
		3.75	-198279.76	-3094.62	0.00	0.00	0.00	7178.77
KKI3	COMB3	0.00	-188754.11	-2745.88	0.00	0.00	0.00	-3711.32
		1.88	-188754.11	-2745.88	0.00	0.00	0.00	1437.19
		3.75	-188754.11	-2745.88	0.00	0.00	0.00	6585.71
KKI4	COMB3	0.00	-179298.12	-2759.95	0.00	0.00	0.00	-4020.84
		1.88	-179298.12	-2759.95	0.00	0.00	0.00	1154.06
		3.75	-179298.12	-2759.95	0.00	0.00	0.00	6328.96
KKI5	COMB3	0.00	-169865.17	-2752.22	0.00	0.00	0.00	-4191.06
		1.88	-169865.17	-2752.22	0.00	0.00	0.00	969.35
		3.75	-169865.17	-2752.22	0.00	0.00	0.00	6129.76
KKI6	COMB3	0.00	-160420.58	-2788.26	0.00	0.00	0.00	-4440.15
		1.88	-160420.58	-2788.26	0.00	0.00	0.00	787.84
		3.75	-160420.58	-2788.26	0.00	0.00	0.00	6015.84
KKI7	COMB3	0.00	-150933.26	-2853.41	0.00	0.00	0.00	-4728.34
		1.88	-150933.26	-2853.41	0.00	0.00	0.00	621.81
		3.75	-150933.26	-2853.41	0.00	0.00	0.00	5971.95
KKI8	COMB3	0.00	-141376.19	-2945.27	0.00	0.00	0.00	-5054.14
		1.88	-141376.19	-2945.27	0.00	0.00	0.00	468.25
		3.75	-141376.19	-2945.27	0.00	0.00	0.00	5990.64
KKI9	COMB3	0.00	-131726.04	-3059.94	0.00	0.00	0.00	-5410.58
		1.88	-131726.04	-3059.94	0.00	0.00	0.00	326.81
		3.75	-131726.04	-3059.94	0.00	0.00	0.00	6064.19
BKA10	COMB3	8.9E-01	0.00	-4464.52	0.00	0.00	0.00	7026.49
		4.00	0.00	1677.07	0.00	0.00	0.00	11360.96
		7.11	0.00	13644.94	0.00	0.00	0.00	-21524.61

BKA11	COMB3	8.9E-01	0.00	-4374.25	0.00	0.00	0.00	7310.51
		4.00	0.00	1767.34	0.00	0.00	0.00	11364.24
		7.11	0.00	13735.21	0.00	0.00	0.00	-21802.08
BKA12	COMB3	8.9E-01	0.00	-4320.79	0.00	0.00	0.00	7479.93
		4.00	0.00	1820.80	0.00	0.00	0.00	11367.41
		7.11	0.00	13788.66	0.00	0.00	0.00	-21965.16
BKA13	COMB3	8.9E-01	0.00	-4300.28	0.00	0.00	0.00	7546.84
		4.00	0.00	1841.31	0.00	0.00	0.00	11370.54
		7.11	0.00	13809.17	0.00	0.00	0.00	-22025.82
BKA14	COMB3	8.9E-01	0.00	-4308.89	0.00	0.00	0.00	7523.20
		4.00	0.00	1832.70	0.00	0.00	0.00	11373.67
		7.11	0.00	13800.57	0.00	0.00	0.00	-21995.92
BKA15	COMB3	8.9E-01	0.00	-4342.75	0.00	0.00	0.00	7421.08
		4.00	0.00	1798.84	0.00	0.00	0.00	11376.87
		7.11	0.00	13766.70	0.00	0.00	0.00	-21887.41
BKA16	COMB3	8.9E-01	0.00	-4397.90	0.00	0.00	0.00	7252.88
		4.00	0.00	1743.69	0.00	0.00	0.00	11380.18
		7.11	0.00	13711.55	0.00	0.00	0.00	-21712.58
BKA17	COMB3	8.9E-01	0.00	-4470.34	0.00	0.00	0.00	7031.11
		4.00	0.00	1671.25	0.00	0.00	0.00	11383.68
		7.11	0.00	13639.12	0.00	0.00	0.00	-21483.80
BKA18	COMB3	8.9E-01	0.00	-4554.89	0.00	0.00	0.00	6771.87
		4.00	0.00	1586.70	0.00	0.00	0.00	11387.39
		7.11	0.00	13554.57	0.00	0.00	0.00	-21217.14
BKA19	COMB3	8.9E-01	0.00	-4653.00	0.00	0.00	0.00	6470.82
		4.00	0.00	1488.59	0.00	0.00	0.00	11391.47
		7.11	0.00	13456.46	0.00	0.00	0.00	-20907.94
BKA20	COMB3	8.9E-01	0.00	-4723.52	0.00	0.00	0.00	6257.15
		4.00	0.00	1418.07	0.00	0.00	0.00	11397.12
		7.11	0.00	13385.94	0.00	0.00	0.00	-20682.96
BKA21	COMB3	8.9E-01	0.00	425.31	0.00	0.00	0.00	9096.62
		4.00	0.00	2009.77	0.00	0.00	0.00	5310.06
		7.11	0.00	7250.46	0.00	0.00	0.00	-14775.02
BKI10	COMB3	8.9E-01	0.00	-8135.45	0.00	0.00	0.00	-4355.01
		4.00	0.00	-1993.86	0.00	0.00	0.00	11396.06
		7.11	0.00	9974.01	0.00	0.00	0.00	-10072.93
BKI11	COMB3	8.9E-01	0.00	-8278.89	0.00	0.00	0.00	-4803.52
		4.00	0.00	-2137.30	0.00	0.00	0.00	11393.65
		7.11	0.00	9830.57	0.00	0.00	0.00	-9629.24
BKI12	COMB3	8.9E-01	0.00	-8432.93	0.00	0.00	0.00	-5284.99
		4.00	0.00	-2291.34	0.00	0.00	0.00	11391.24
		7.11	0.00	9676.53	0.00	0.00	0.00	-9152.58
BKI13	COMB3	8.9E-01	0.00	-8594.52	0.00	0.00	0.00	-5790.00
		4.00	0.00	-2452.93	0.00	0.00	0.00	11388.79
		7.11	0.00	9514.93	0.00	0.00	0.00	-8652.48
BKI14	COMB3	8.9E-01	0.00	-8760.56	0.00	0.00	0.00	-6308.92
		4.00	0.00	-2618.97	0.00	0.00	0.00	11386.24
		7.11	0.00	9348.90	0.00	0.00	0.00	-8138.65
BKI15	COMB3	8.9E-01	0.00	-8927.79	0.00	0.00	0.00	-6831.73
		4.00	0.00	-2786.20	0.00	0.00	0.00	11383.54
		7.11	0.00	9181.66	0.00	0.00	0.00	-7621.26
BKI16	COMB3	8.9E-01	0.00	-9092.81	0.00	0.00	0.00	-7347.84
		4.00	0.00	-2951.22	0.00	0.00	0.00	11380.64
		7.11	0.00	9016.64	0.00	0.00	0.00	-7110.94

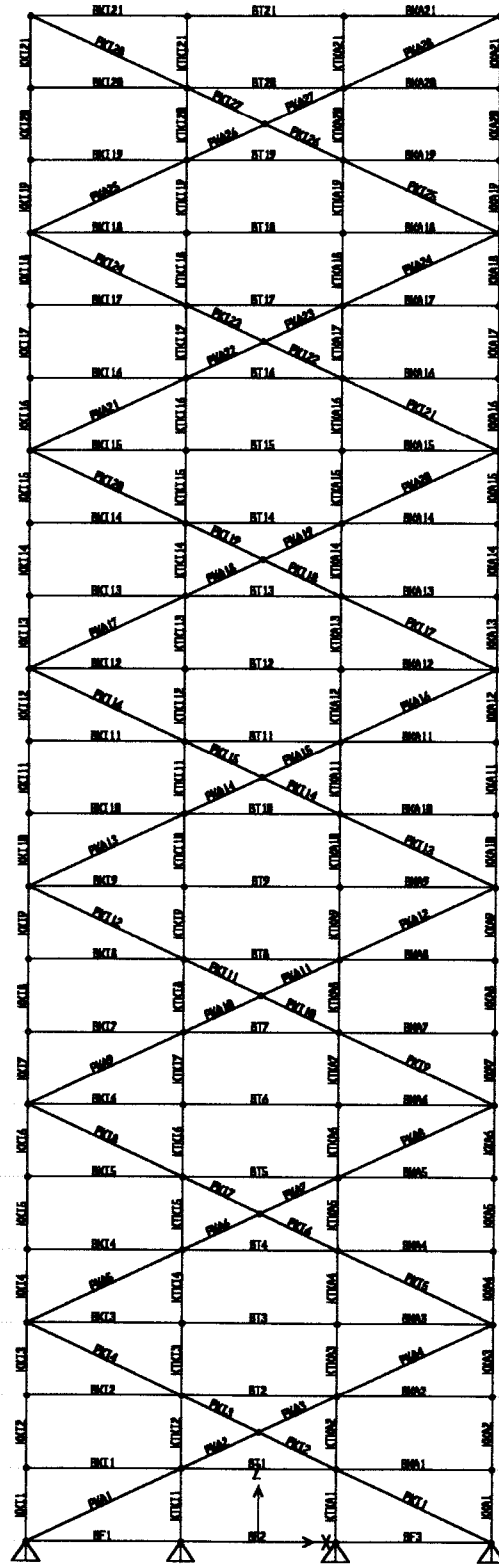
BKI17	COMB3	8.9E-01	0.00	-9251.82	0.00	0.00	0.00	-7845.58
		4.00	0.00	-3110.23	0.00	0.00	0.00	11377.42
		7.11	0.00	8857.63	0.00	0.00	0.00	-6619.64
BKI18	COMB3	8.9E-01	0.00	-9401.63	0.00	0.00	0.00	-8314.64
		4.00	0.00	-3260.04	0.00	0.00	0.00	11374.25
		7.11	0.00	8707.83	0.00	0.00	0.00	-6156.92
BKI19	COMB3	8.9E-01	0.00	-9532.33	0.00	0.00	0.00	-8727.50
		4.00	0.00	-3390.74	0.00	0.00	0.00	11367.87
		7.11	0.00	8577.13	0.00	0.00	0.00	-5756.81
BKI20	COMB3	8.9E-01	0.00	-9685.41	0.00	0.00	0.00	-9190.00
		4.00	0.00	-3543.82	0.00	0.00	0.00	11381.46
		7.11	0.00	8424.04	0.00	0.00	0.00	-5267.13
BKI21	COMB3	8.9E-01	0.00	-4082.09	0.00	0.00	0.00	-5065.71
		4.00	0.00	-2497.62	0.00	0.00	0.00	5165.73
		7.11	0.00	2743.06	0.00	0.00	0.00	-901.35
KKA10	COMB3	0.00	-177329.94	9158.20	0.00	0.00	0.00	17235.67
		1.88	-177329.94	9158.20	0.00	0.00	0.00	64.05
		3.75	-177329.94	9158.20	0.00	0.00	0.00	-17107.56
KKA11	COMB3	0.00	-161927.44	9271.44	0.00	0.00	0.00	17343.16
		1.88	-161927.44	9271.44	0.00	0.00	0.00	-40.79
		3.75	-161927.44	9271.44	0.00	0.00	0.00	-17424.73
KKA12	COMB3	0.00	-146434.67	9343.37	0.00	0.00	0.00	17383.80
		1.88	-146434.67	9343.37	0.00	0.00	0.00	-135.02
		3.75	-146434.67	9343.37	0.00	0.00	0.00	-17653.83
KKA13	COMB3	0.00	-130888.44	9378.09	0.00	0.00	0.00	17365.35
		1.88	-130888.44	9378.09	0.00	0.00	0.00	-218.57
		3.75	-130888.44	9378.09	0.00	0.00	0.00	-17802.50
KKA14	COMB3	0.00	-115321.71	9379.64	0.00	0.00	0.00	17295.59
		1.88	-115321.71	9379.64	0.00	0.00	0.00	-291.23
		3.75	-115321.71	9379.64	0.00	0.00	0.00	-17878.06
KKA15	COMB3	0.00	-99763.58	9352.05	0.00	0.00	0.00	17182.48
		1.88	-99763.58	9352.05	0.00	0.00	0.00	-352.62
		3.75	-99763.58	9352.05	0.00	0.00	0.00	-17887.71
KKA16	COMB3	0.00	-84239.32	9299.33	0.00	0.00	0.00	17034.17
		1.88	-84239.32	9299.33	0.00	0.00	0.00	-402.07
		3.75	-84239.32	9299.33	0.00	0.00	0.00	-17838.31
KKA17	COMB3	0.00	-68770.21	9226.28	0.00	0.00	0.00	16859.66
		1.88	-68770.21	9226.28	0.00	0.00	0.00	-439.61
		3.75	-68770.21	9226.28	0.00	0.00	0.00	-17738.88
KKA18	COMB3	0.00	-53373.53	9133.38	0.00	0.00	0.00	16665.86
		1.88	-53373.53	9133.38	0.00	0.00	0.00	-459.24
		3.75	-53373.53	9133.38	0.00	0.00	0.00	-17584.33
KKA19	COMB3	0.00	-38061.40	9053.17	0.00	0.00	0.00	16478.49
		1.88	-38061.40	9053.17	0.00	0.00	0.00	-496.20
		3.75	-38061.40	9053.17	0.00	0.00	0.00	-17470.90
KKA20	COMB3	0.00	-22847.38	8816.04	0.00	0.00	0.00	16195.40
		1.88	-22847.38	8816.04	0.00	0.00	0.00	-334.67
		3.75	-22847.38	8816.04	0.00	0.00	0.00	-16864.74
KKA21	COMB3	0.00	-7703.89	10118.27	0.00	0.00	0.00	16513.82
		1.88	-7703.89	10118.27	0.00	0.00	0.00	-2457.94
		3.75	-7703.89	10118.27	0.00	0.00	0.00	-21429.71
KKI10	COMB3	0.00	-121962.83	-3194.00	0.00	0.00	0.00	-5791.83
		1.88	-121962.83	-3194.00	0.00	0.00	0.00	196.91
		3.75	-121962.83	-3194.00	0.00	0.00	0.00	6185.65



KKI11	COMB3	0.00	-112069.82	-3344.15	0.00	0.00	0.00	-6192.02
		1.88	-112069.82	-3344.15	0.00	0.00	0.00	78.25
		3.75	-112069.82	-3344.15	0.00	0.00	0.00	6348.53
KKI12	COMB3	0.00	-102033.37	-3507.19	0.00	0.00	0.00	-6605.32
		1.88	-102033.37	-3507.19	0.00	0.00	0.00	-29.33
		3.75	-102033.37	-3507.19	0.00	0.00	0.00	6546.66
KKI13	COMB3	0.00	-91842.88	-3679.96	0.00	0.00	0.00	-7025.75
		1.88	-91842.88	-3679.96	0.00	0.00	0.00	-125.82
		3.75	-91842.88	-3679.96	0.00	0.00	0.00	6774.11
KKI14	COMB3	0.00	-81490.80	-3859.24	0.00	0.00	0.00	-7447.13
		1.88	-81490.80	-3859.24	0.00	0.00	0.00	-211.05
		3.75	-81490.80	-3859.24	0.00	0.00	0.00	7025.03
KKI15	COMB3	0.00	-70972.67	-4041.72	0.00	0.00	0.00	-7862.90
		1.88	-70972.67	-4041.72	0.00	0.00	0.00	-284.67
		3.75	-70972.67	-4041.72	0.00	0.00	0.00	7293.56
KKI16	COMB3	0.00	-60287.32	-4223.88	0.00	0.00	0.00	-8266.01
		1.88	-60287.32	-4223.88	0.00	0.00	0.00	-346.23
		3.75	-60287.32	-4223.88	0.00	0.00	0.00	7573.54
KKI17	COMB3	0.00	-49436.95	-4402.33	0.00	0.00	0.00	-8649.02
		1.88	-49436.95	-4402.33	0.00	0.00	0.00	-394.64
		3.75	-49436.95	-4402.33	0.00	0.00	0.00	7859.73
KKI18	COMB3	0.00	-38427.57	-4570.71	0.00	0.00	0.00	-9002.09
		1.88	-38427.57	-4570.71	0.00	0.00	0.00	-432.01
		3.75	-38427.57	-4570.71	0.00	0.00	0.00	8138.06
KKI19	COMB3	0.00	-27268.38	-4740.43	0.00	0.00	0.00	-9326.14
		1.88	-27268.38	-4740.43	0.00	0.00	0.00	-437.83
		3.75	-27268.38	-4740.43	0.00	0.00	0.00	8450.48
KKI20	COMB3	0.00	-15978.49	-4778.29	0.00	0.00	0.00	-9542.91
		1.88	-15978.49	-4778.29	0.00	0.00	0.00	-583.62
		3.75	-15978.49	-4778.29	0.00	0.00	0.00	8375.66
KKI21	COMB3	0.00	-4535.52	-5097.87	0.00	0.00	0.00	-10216.47
		1.88	-4535.52	-5097.87	0.00	0.00	0.00	-657.96
		3.75	-4535.52	-5097.87	0.00	0.00	0.00	8900.55
KTKA1	COMB3	0.00	-494299.76	3969.32	0.00	0.00	0.00	13080.74
		1.88	-494299.76	3969.32	0.00	0.00	0.00	5638.26
		3.75	-494299.76	3969.32	0.00	0.00	0.00	-1804.21
KTKA2	COMB3	0.00	-461871.21	2829.13	0.00	0.00	0.00	6848.19
		1.88	-461871.21	2829.13	0.00	0.00	0.00	1543.58
		3.75	-461871.21	2829.13	0.00	0.00	0.00	-3761.03
KTKA3	COMB3	0.00	-429101.52	3273.29	0.00	0.00	0.00	7316.13
		1.88	-429101.52	3273.29	0.00	0.00	0.00	1178.71
		3.75	-429101.52	3273.29	0.00	0.00	0.00	-4958.70
KTKA4	COMB3	0.00	-397589.57	3716.67	0.00	0.00	0.00	7943.81
		1.88	-397589.57	3716.67	0.00	0.00	0.00	975.05
		3.75	-397589.57	3716.67	0.00	0.00	0.00	-5993.72
KTKA5	COMB3	0.00	-367279.98	4094.50	0.00	0.00	0.00	8471.60
		1.88	-367279.98	4094.50	0.00	0.00	0.00	794.42
		3.75	-367279.98	4094.50	0.00	0.00	0.00	-6882.77
KTKA6	COMB3	0.00	-338069.83	4408.64	0.00	0.00	0.00	8894.08
		1.88	-338069.83	4408.64	0.00	0.00	0.00	627.88
		3.75	-338069.83	4408.64	0.00	0.00	0.00	-7638.33
KTKA7	COMB3	0.00	-309870.75	4664.34	0.00	0.00	0.00	9220.58
		1.88	-309870.75	4664.34	0.00	0.00	0.00	474.93
		3.75	-309870.75	4664.34	0.00	0.00	0.00	-8270.71

KTKA8	COMB3	0.00	-282608.99	4865.90	0.00	0.00	0.00	9458.07
		1.88	-282608.99	4865.90	0.00	0.00	0.00	334.52
		3.75	-282608.99	4865.90	0.00	0.00	0.00	-8789.04
KTKA9	COMB3	0.00	-256224.47	5017.39	0.00	0.00	0.00	9613.61
		1.88	-256224.47	5017.39	0.00	0.00	0.00	206.00
		3.75	-256224.47	5017.39	0.00	0.00	0.00	-9201.62
KTKI1	COMB3	0.00	-301767.66	3843.30	0.00	0.00	0.00	12964.97
		1.88	-301767.66	3843.30	0.00	0.00	0.00	5758.78
		3.75	-301767.66	3843.30	0.00	0.00	0.00	-1447.41
KTKI2	COMB3	0.00	-291785.93	2262.50	0.00	0.00	0.00	6086.63
		1.88	-291785.93	2262.50	0.00	0.00	0.00	1844.45
		3.75	-291785.93	2262.50	0.00	0.00	0.00	-2397.73
KTKI3	COMB3	0.00	-282726.25	2157.93	0.00	0.00	0.00	5448.75
		1.88	-282726.25	2157.93	0.00	0.00	0.00	1402.62
		3.75	-282726.25	2157.93	0.00	0.00	0.00	-2643.50
KTKI4	COMB3	0.00	-272877.30	2138.24	0.00	0.00	0.00	5203.21
		1.88	-272877.30	2138.24	0.00	0.00	0.00	1194.01
		3.75	-272877.30	2138.24	0.00	0.00	0.00	-2815.18
KTKI5	COMB3	0.00	-262269.46	2078.49	0.00	0.00	0.00	4891.09
		1.88	-262269.46	2078.49	0.00	0.00	0.00	993.93
		3.75	-262269.46	2078.49	0.00	0.00	0.00	-2903.23
KTKI6	COMB3	0.00	-250969.53	1991.78	0.00	0.00	0.00	4546.30
		1.88	-250969.53	1991.78	0.00	0.00	0.00	811.72
		3.75	-250969.53	1991.78	0.00	0.00	0.00	-2922.86
KTKI7	COMB3	0.00	-239033.23	1879.21	0.00	0.00	0.00	4166.80
		1.88	-239033.23	1879.21	0.00	0.00	0.00	643.28
		3.75	-239033.23	1879.21	0.00	0.00	0.00	-2880.24
KTKI8	COMB3	0.00	-226502.79	1744.11	0.00	0.00	0.00	3758.33
		1.88	-226502.79	1744.11	0.00	0.00	0.00	488.13
		3.75	-226502.79	1744.11	0.00	0.00	0.00	-2782.07
KTKI9	COMB3	0.00	-213408.29	1589.14	0.00	0.00	0.00	3325.11
		1.88	-213408.29	1589.14	0.00	0.00	0.00	345.47
		3.75	-213408.29	1589.14	0.00	0.00	0.00	-2634.18
KTKA10	COMB3	0.00	-230669.69	5122.62	0.00	0.00	0.00	9693.79
		1.88	-230669.69	5122.62	0.00	0.00	0.00	88.89
		3.75	-230669.69	5122.62	0.00	0.00	0.00	-9516.02
KTKA11	COMB3	0.00	-205908.97	5185.11	0.00	0.00	0.00	9704.99
		1.88	-205908.97	5185.11	0.00	0.00	0.00	-17.10
		3.75	-205908.97	5185.11	0.00	0.00	0.00	-9739.18
KTKA12	COMB3	0.00	-181917.88	5208.28	0.00	0.00	0.00	9653.45
		1.88	-181917.88	5208.28	0.00	0.00	0.00	-112.07
		3.75	-181917.88	5208.28	0.00	0.00	0.00	-9877.59
KTKA13	COMB3	0.00	-158682.87	5195.38	0.00	0.00	0.00	9545.36
		1.88	-158682.87	5195.38	0.00	0.00	0.00	-195.97
		3.75	-158682.87	5195.38	0.00	0.00	0.00	-9937.30
KTKA14	COMB3	0.00	-136201.11	5149.61	0.00	0.00	0.00	9386.94
		1.88	-136201.11	5149.61	0.00	0.00	0.00	-268.59
		3.75	-136201.11	5149.61	0.00	0.00	0.00	-9924.11
KTKA15	COMB3	0.00	-114480.40	5074.19	0.00	0.00	0.00	9184.58
		1.88	-114480.40	5074.19	0.00	0.00	0.00	-329.52
		3.75	-114480.40	5074.19	0.00	0.00	0.00	-9843.62
KTKA16	COMB3	0.00	-93539.46	4972.27	0.00	0.00	0.00	8944.88
		1.88	-93539.46	4972.27	0.00	0.00	0.00	-378.12
		3.75	-93539.46	4972.27	0.00	0.00	0.00	-9701.13

KTKA17	COMB3	0.00	-73408.21	4847.69	0.00	0.00	0.00	8675.14
		1.88	-73408.21	4847.69	0.00	0.00	0.00	-414.28
		3.75	-73408.21	4847.69	0.00	0.00	0.00	-9503.70
KTKA18	COMB3	0.00	-54128.36	4700.26	0.00	0.00	0.00	8380.58
		1.88	-54128.36	4700.26	0.00	0.00	0.00	-432.41
		3.75	-54128.36	4700.26	0.00	0.00	0.00	-9245.41
KTKA19	COMB3	0.00	-35755.27	4561.16	0.00	0.00	0.00	8085.46
		1.88	-35755.27	4561.16	0.00	0.00	0.00	-466.71
		3.75	-35755.27	4561.16	0.00	0.00	0.00	-9018.88
KTKA20	COMB3	0.00	-18367.09	4250.47	0.00	0.00	0.00	7675.81
		1.88	-18367.09	4250.47	0.00	0.00	0.00	-293.81
		3.75	-18367.09	4250.47	0.00	0.00	0.00	-8263.44
KTKA21	COMB3	0.00	-2443.61	5581.82	0.00	0.00	0.00	7939.26
		1.88	-2443.61	5581.82	0.00	0.00	0.00	-2526.65
		3.75	-2443.61	5581.82	0.00	0.00	0.00	-12992.55
KTKI10	COMB3	0.00	-199768.38	1416.90	0.00	0.00	0.00	2871.46
		1.88	-199768.38	1416.90	0.00	0.00	0.00	214.77
		3.75	-199768.38	1416.90	0.00	0.00	0.00	-2441.93
KTKI11	COMB3	0.00	-185591.03	1229.85	0.00	0.00	0.00	2401.65
		1.88	-185591.03	1229.85	0.00	0.00	0.00	95.69
		3.75	-185591.03	1229.85	0.00	0.00	0.00	-2210.27
KTKI12	COMB3	0.00	-170873.97	1030.37	0.00	0.00	0.00	1920.02
		1.88	-170873.97	1030.37	0.00	0.00	0.00	-11.93
		3.75	-170873.97	1030.37	0.00	0.00	0.00	-1943.88
KTKI13	COMB3	0.00	-155604.95	820.87	0.00	0.00	0.00	1431.04
		1.88	-155604.95	820.87	0.00	0.00	0.00	-108.09
		3.75	-155604.95	820.87	0.00	0.00	0.00	-1647.23
KTKI14	COMB3	0.00	-139761.85	603.78	0.00	0.00	0.00	939.47
		1.88	-139761.85	603.78	0.00	0.00	0.00	-192.62
		3.75	-139761.85	603.78	0.00	0.00	0.00	-1324.71
KTKI15	COMB3	0.00	-123312.58	381.60	0.00	0.00	0.00	450.36
		1.88	-123312.58	381.60	0.00	0.00	0.00	-265.14
		3.75	-123312.58	381.60	0.00	0.00	0.00	-980.63
KTKI16	COMB3	0.00	-106214.77	157.08	0.00	0.00	0.00	-30.73
		1.88	-106214.77	157.08	0.00	0.00	0.00	-325.26
		3.75	-106214.77	157.08	0.00	0.00	0.00	-619.78
KTKI17	COMB3	0.00	-88415.32	-67.65	0.00	0.00	0.00	-498.21
		1.88	-88415.32	-67.65	0.00	0.00	0.00	-371.37
		3.75	-88415.32	-67.65	0.00	0.00	0.00	-244.52
KTKI18	COMB3	0.00	-69849.79	-284.30	0.00	0.00	0.00	-942.19
		1.88	-69849.79	-284.30	0.00	0.00	0.00	-409.12
		3.75	-69849.79	-284.30	0.00	0.00	0.00	123.94
KTKI19	COMB3	0.00	-50440.73	-526.17	0.00	0.00	0.00	-1378.29
		1.88	-50440.73	-526.17	0.00	0.00	0.00	-391.72
		3.75	-50440.73	-526.17	0.00	0.00	0.00	594.85
KTKI20	COMB3	0.00	-30085.71	-509.51	0.00	0.00	0.00	-1637.20
		1.88	-30085.71	-509.51	0.00	0.00	0.00	-681.87
		3.75	-30085.71	-509.51	0.00	0.00	0.00	273.45
KTKI21	COMB3	0.00	-8297.54	-1771.07	0.00	0.00	0.00	-2979.60
		1.88	-8297.54	-1771.07	0.00	0.00	0.00	341.16
		3.75	-8297.54	-1771.07	0.00	0.00	0.00	3661.91



SAP2000 v7.42 - File:GBF 21 LT - X-Z Plane @ Y=0 - Kgf-m Units

UII

LOAD COMBINATION MULTIPLIERS

COMBO	TYPE	CASE	FACTOR	TYPE	TITLE
COMB3	ADD				COMB3
		DL	1.2000	STATIC (DEAD)	
		LL	0.5000	STATIC (LIVE)	
		E	1.0000	STATIC (QUAKE)	

UII

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
1	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	COMB3	5.889E-04	0.0000	-9.240E-04	0.0000	3.251E-04	0.0000
3	COMB3	1.635E-03	0.0000	-1.807E-03	0.0000	3.734E-04	0.0000
4	COMB3	2.798E-03	0.0000	-2.648E-03	0.0000	3.851E-04	0.0000
5	COMB3	3.951E-03	0.0000	-3.485E-03	0.0000	3.864E-04	0.0000
6	COMB3	5.110E-03	0.0000	-4.280E-03	0.0000	4.166E-04	0.0000
7	COMB3	6.450E-03	0.0000	-5.031E-03	0.0000	4.412E-04	0.0000
8	COMB3	7.770E-03	0.0000	-5.759E-03	0.0000	4.269E-04	0.0000
9	COMB3	9.024E-03	0.0000	-6.444E-03	0.0000	4.445E-04	0.0000
10	COMB3	0.0104	0.0000	-7.084E-03	0.0000	4.672E-04	0.0000
11	COMB3	0.0118	0.0000	-7.686E-03	0.0000	4.437E-04	0.0000
12	COMB3	0.0131	0.0000	-8.244E-03	0.0000	4.498E-04	0.0000
13	COMB3	0.0145	0.0000	-8.757E-03	0.0000	4.680E-04	0.0000
14	COMB3	0.0159	0.0000	-9.218E-03	0.0000	4.387E-04	0.0000
15	COMB3	0.0171	0.0000	-9.634E-03	0.0000	4.351E-04	0.0000
16	COMB3	0.0184	0.0000	-0.0100	0.0000	4.472E-04	0.0000
17	COMB3	0.0197	0.0000	-0.0103	0.0000	4.144E-04	0.0000
18	COMB3	0.0208	0.0000	-0.0106	0.0000	4.029E-04	0.0000
19	COMB3	0.0220	0.0000	-0.0108	0.0000	4.090E-04	0.0000
20	COMB3	0.0231	0.0000	-0.0109	0.0000	3.735E-04	0.0000
21	COMB3	0.0240	0.0000	-0.0110	0.0000	3.580E-04	0.0000
22	COMB3	0.0250	0.0000	-0.0110	0.0000	3.520E-04	0.0000
23	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
24	COMB3	6.580E-04	0.0000	-1.416E-03	0.0000	2.036E-04	0.0000
25	COMB3	1.635E-03	0.0000	-2.751E-03	0.0000	2.427E-04	0.0000
26	COMB3	2.798E-03	0.0000	-4.011E-03	0.0000	2.769E-04	0.0000
27	COMB3	3.951E-03	0.0000	-5.183E-03	0.0000	2.758E-04	0.0000
28	COMB3	5.110E-03	0.0000	-6.280E-03	0.0000	2.970E-04	0.0000
29	COMB3	6.450E-03	0.0000	-7.314E-03	0.0000	3.292E-04	0.0000

30	COMB3	7.770E-03	0.0000	8.261E-03	0.0000	3.164E-04	0.0000
31	COMB3	9.024E-03	0.0000	-9.142E-03	0.0000	3.272E-04	0.0000
32	COMB3	0.0104	0.0000	-9.965E-03	0.0000	3.551E-04	0.0000
33	COMB3	0.0118	0.0000	-0.0107	0.0000	3.344E-04	0.0000
34	COMB3	0.0131	0.0000	-0.0114	0.0000	3.361E-04	0.0000
35	COMB3	0.0145	0.0000	-0.0120	0.0000	3.573E-04	0.0000
36	COMB3	0.0159	0.0000	-0.0125	0.0000	3.318E-04	0.0000
37	COMB3	0.0171	0.0000	-0.0130	0.0000	3.259E-04	0.0000
38	COMB3	0.0184	0.0000	-0.0134	0.0000	3.391E-04	0.0000
39	COMB3	0.0197	0.0000	-0.0138	0.0000	3.109E-04	0.0000
40	COMB3	0.0208	0.0000	-0.0140	0.0000	2.992E-04	0.0000
41	COMB3	0.0220	0.0000	-0.0143	0.0000	3.043E-04	0.0000
42	COMB3	0.0231	0.0000	-0.0144	0.0000	2.747E-04	0.0000
43	COMB3	0.0240	0.0000	-0.0145	0.0000	2.569E-04	0.0000
44	COMB3	0.0250	0.0000	-0.0145	0.0000	2.735E-04	0.0000
45	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
46	COMB3	6.652E-04	0.0000	-1.552E-03	0.0000	1.946E-04	0.0000
47	COMB3	1.635E-03	0.0000	-3.009E-03	0.0000	2.451E-04	0.0000
48	COMB3	2.798E-03	0.0000	-4.387E-03	0.0000	2.672E-04	0.0000
49	COMB3	3.951E-03	0.0000	-5.676E-03	0.0000	2.537E-04	0.0000
50	COMB3	5.110E-03	0.0000	-6.886E-03	0.0000	2.873E-04	0.0000
51	COMB3	6.450E-03	0.0000	-8.023E-03	0.0000	3.105E-04	0.0000
52	COMB3	7.770E-03	0.0000	-9.070E-03	0.0000	2.875E-04	0.0000
53	COMB3	9.024E-03	0.0000	-0.0100	0.0000	3.089E-04	0.0000
54	COMB3	0.0104	0.0000	-0.0110	0.0000	3.310E-04	0.0000
55	COMB3	0.0118	0.0000	-0.0118	0.0000	3.018E-04	0.0000
56	COMB3	0.0131	0.0000	-0.0125	0.0000	3.122E-04	0.0000
57	COMB3	0.0145	0.0000	-0.0132	0.0000	3.300E-04	0.0000
58	COMB3	0.0159	0.0000	-0.0138	0.0000	2.977E-04	0.0000
59	COMB3	0.0171	0.0000	-0.0143	0.0000	2.981E-04	0.0000
60	COMB3	0.0184	0.0000	-0.0148	0.0000	3.101E-04	0.0000
61	COMB3	0.0197	0.0000	-0.0152	0.0000	2.767E-04	0.0000
62	COMB3	0.0208	0.0000	-0.0155	0.0000	2.688E-04	0.0000
63	COMB3	0.0220	0.0000	-0.0157	0.0000	2.746E-04	0.0000
64	COMB3	0.0231	0.0000	-0.0159	0.0000	2.407E-04	0.0000
65	COMB3	0.0240	0.0000	-0.0160	0.0000	2.299E-04	0.0000
66	COMB3	0.0250	0.0000	-0.0160	0.0000	2.096E-04	0.0000
67	COMB3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
68	COMB3	6.608E-04	0.0000	-1.509E-03	0.0000	1.149E-04	0.0000
69	COMB3	1.635E-03	0.0000	-2.970E-03	0.0000	1.748E-04	0.0000
70	COMB3	2.798E-03	0.0000	-4.383E-03	0.0000	1.920E-04	0.0000
71	COMB3	3.951E-03	0.0000	-5.669E-03	0.0000	1.884E-04	0.0000
72	COMB3	5.110E-03	0.0000	-6.907E-03	0.0000	2.153E-04	0.0000
73	COMB3	6.450E-03	0.0000	-8.096E-03	0.0000	2.357E-04	0.0000
74	COMB3	7.770E-03	0.0000	-9.148E-03	0.0000	2.211E-04	0.0000

75	COMB3	9.024E-03	0.0000	-0.0182	0.0000	2.304E-04	0.0000
76	COMB3	0.0104	0.0000	-0.0111	0.0000	2.549E-04	0.0000
77	COMB3	0.0118	0.0000	-0.0119	0.0000	2.331E-04	0.0000
78	COMB3	0.0131	0.0000	-0.0127	0.0000	2.378E-04	0.0000
79	COMB3	0.0145	0.0000	-0.0134	0.0000	2.516E-04	0.0000
80	COMB3	0.0159	0.0000	-0.0140	0.0000	2.253E-04	0.0000
81	COMB3	0.0171	0.0000	-0.0145	0.0000	2.208E-04	0.0000
82	COMB3	0.0184	0.0000	-0.0150	0.0000	2.286E-04	0.0000
83	COMB3	0.0197	0.0000	-0.0154	0.0000	1.995E-04	0.0000
84	COMB3	0.0208	0.0000	-0.0157	0.0000	1.876E-04	0.0000
85	COMB3	0.0220	0.0000	-0.0159	0.0000	1.893E-04	0.0000
86	COMB3	0.0231	0.0000	-0.0161	0.0000	1.586E-04	0.0000
87	COMB3	0.0240	0.0000	-0.0162	0.0000	1.388E-04	0.0000
88	COMB3	0.0250	0.0000	-0.0162	0.0000	1.555E-04	0.0000
89	COMB3	1.134E-03	0.0000	-2.186E-03	0.0000	-5.695E-06	0.0000
90	COMB3	4.517E-03	0.0000	-6.007E-03	0.0000	3.378E-05	0.0000
91	COMB3	8.386E-03	0.0000	-9.131E-03	0.0000	7.193E-05	0.0000
92	COMB3	0.0125	0.0000	-0.0116	0.0000	1.052E-04	0.0000
93	COMB3	0.0165	0.0000	-0.0134	0.0000	1.323E-04	0.0000
94	COMB3	0.0202	0.0000	-0.0146	0.0000	1.531E-04	0.0000
95	COMB3	0.0235	0.0000	-0.0152	0.0000	1.676E-04	0.0000

SAP2000 v7.42 File: GBF 21 LT Kgf-m Units PAGE 3  
1/6/04 8:03:17

UII

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
BF1	COMB3							
		0.00	0.00	1614.35	0.00	0.00	0.00	6803.65
		4.00	0.00	1614.35	0.00	0.00	0.00	346.24
		8.00	0.00	1614.35	0.00	0.00	0.00	-6111.16
BF2	COMB3							
		0.00	0.00	1047.90	0.00	0.00	0.00	4655.72
		4.00	0.00	1047.90	0.00	0.00	0.00	464.13
		8.00	0.00	1047.90	0.00	0.00	0.00	-3727.46
BF3	COMB3							
		0.00	0.00	2473.74	0.00	0.00	0.00	7391.03
		4.00	0.00	2473.74	0.00	0.00	0.00	-2503.95
		8.00	0.00	2473.74	0.00	0.00	0.00	-12398.93
BT1	COMB3							
	8.9E-01		292.34	-8284.74	0.00	0.00	0.00	-5095.98
	4.00		292.34	-2143.15	0.00	0.00	0.00	11119.40
	7.11		292.34	9824.71	0.00	0.00	0.00	-9885.28
BT2	COMB3							
	8.9E-01		0.00	-8160.20	0.00	0.00	0.00	-4742.75
	4.00		0.00	-2018.61	0.00	0.00	0.00	11085.31
	7.11		0.00	9949.25	0.00	0.00	0.00	-10306.69
BT3	COMB3							
	8.9E-01		0.00	-8103.38	0.00	0.00	0.00	-4529.66
	4.00		0.00	-1961.79	0.00	0.00	0.00	11121.69
	7.11		0.00	10006.07	0.00	0.00	0.00	-10447.02
BT4	COMB3							
	8.9E-01		0.00	-8196.24	0.00	0.00	0.00	-4781.03

BT5	COMB3	8.9E-01	0.00	-8140.26	0.00	0.00	0.00	-4644.35
		4.00	0.00	-1998.67	0.00	0.00	0.00	11121.69
		7.11	0.00	9969.19	0.00	0.00	0.00	-10332.33
BT6	COMB3	8.9E-01	0.00	-8077.07	0.00	0.00	0.00	-4420.72
		4.00	0.00	-1935.48	0.00	0.00	0.00	11148.80
		7.11	0.00	10032.38	0.00	0.00	0.00	-10501.73
BT7	COMB3	8.9E-01	0.00	-8206.02	0.00	0.00	0.00	-4790.67
		4.00	0.00	-2064.43	0.00	0.00	0.00	11179.88
		7.11	0.00	9903.43	0.00	0.00	0.00	-10069.63
BT8	COMB3	8.9E-01	0.00	-8187.85	0.00	0.00	0.00	-4766.53
		4.00	0.00	-2046.26	0.00	0.00	0.00	11147.52
		7.11	0.00	9921.60	0.00	0.00	0.00	-10158.49
BT9	COMB3	8.9E-01	0.00	-8125.51	0.00	0.00	0.00	-4554.96
		4.00	0.00	-1983.92	0.00	0.00	0.00	11165.20
		7.11	0.00	9983.95	0.00	0.00	0.00	-10334.70
BKA1	COMB3	8.9E-01	-180.66	-8377.82	0.00	0.00	0.00	-5171.23
		4.00	-180.66	-2236.23	0.00	0.00	0.00	11333.60
		7.11	-180.66	9731.64	0.00	0.00	0.00	-9381.62
BKA2	COMB3	8.9E-01	0.00	-8146.77	0.00	0.00	0.00	-4481.52
		4.00	0.00	-2005.18	0.00	0.00	0.00	11304.77
		7.11	0.00	9962.68	0.00	0.00	0.00	-10128.99
BKA3	COMB3	8.9E-01	0.00	-8082.07	0.00	0.00	0.00	-4265.10
		4.00	0.00	-1940.48	0.00	0.00	0.00	11319.96
		7.11	0.00	10027.38	0.00	0.00	0.00	-10315.03
BKA4	COMB3	8.9E-01	0.00	-8116.93	0.00	0.00	0.00	-4403.58
		4.00	0.00	-1975.34	0.00	0.00	0.00	11289.91
		7.11	0.00	9992.52	0.00	0.00	0.00	-10236.67
BKA5	COMB3	8.9E-01	0.00	-8003.51	0.00	0.00	0.00	-4030.81
		4.00	0.00	-1861.92	0.00	0.00	0.00	11309.93
		7.11	0.00	10105.95	0.00	0.00	0.00	-10569.39
BKA6	COMB3	8.9E-01	0.00	-7939.10	0.00	0.00	0.00	-3821.72
		4.00	0.00	-1797.51	0.00	0.00	0.00	11318.71
		7.11	0.00	10170.35	0.00	0.00	0.00	-10760.92
BKA7	COMB3	8.9E-01	0.00	-8021.12	0.00	0.00	0.00	-4102.60
		4.00	0.00	-1879.53	0.00	0.00	0.00	11292.92
		7.11	0.00	10088.33	0.00	0.00	0.00	-10531.62
BKA8	COMB3	8.9E-01	0.00	-7958.22	0.00	0.00	0.00	-3888.29
		4.00	0.00	-1816.63	0.00	0.00	0.00	11311.61
		7.11	0.00	10151.23	0.00	0.00	0.00	-10708.55
BKA9	COMB3	8.9E-01	0.00	-7898.92	0.00	0.00	0.00	-3692.99
		4.00	0.00	-1757.33	0.00	0.00	0.00	11322.48
		7.11	0.00	10210.54	0.00	0.00	0.00	-10882.12
BKI1	COMB3	8.9E-01	2817.26	-8197.50	0.00	0.00	0.00	-4484.24
		4.00	2817.26	-2055.92	0.00	0.00	0.00	11459.83
		7.11	2817.26	9911.95	0.00	0.00	0.00	-9816.16
BKI2	COMB3	8.9E-01	0.00	-8251.35	0.00	0.00	0.00	-4624.25
		4.00	0.00	-2109.76	0.00	0.00	0.00	11487.26
		7.11	0.00	9858.11	0.00	0.00	0.00	-9621.28
BKI3	COMB3	8.9E-01	0.00	-8375.40	0.00	0.00	0.00	-5077.89
		4.00	0.00	-2233.81	0.00	0.00	0.00	11419.42
		7.11	0.00	9734.06	0.00	0.00	0.00	-9303.33
BKI4	COMB3	8.9E-01	0.00	-8552.17	0.00	0.00	0.00	-5620.05



BKI5	COMB3	8.9E-01	0.00	-8603.67	0.00	0.00	0.00	-5753.01
		4.00	0.00	-2462.08	0.00	0.00	0.00	11454.24
		7.11	0.00	9505.78	0.00	0.00	0.00	-8558.57
BKI6	COMB3	8.9E-01	0.00	-8632.91	0.00	0.00	0.00	-5867.21
		4.00	0.00	-2491.32	0.00	0.00	0.00	11430.97
		7.11	0.00	9476.54	0.00	0.00	0.00	-8490.91
BKI7	COMB3	8.9E-01	0.00	-8805.86	0.00	0.00	0.00	-6409.58
		4.00	0.00	-2664.27	0.00	0.00	0.00	11426.46
		7.11	0.00	9303.60	0.00	0.00	0.00	-7957.55
BKI8	COMB3	8.9E-01	0.00	-8849.78	0.00	0.00	0.00	-6525.68
		4.00	0.00	-2708.19	0.00	0.00	0.00	11446.96
		7.11	0.00	9259.67	0.00	0.00	0.00	-7800.45
BKI9	COMB3	8.9E-01	0.00	-8839.26	0.00	0.00	0.00	-6508.50
		4.00	0.00	-2697.67	0.00	0.00	0.00	11431.42
		7.11	0.00	9270.20	0.00	0.00	0.00	-7848.71
BT10	COMB3	8.9E-01	0.00	-8272.85	0.00	0.00	0.00	-4987.54
		4.00	0.00	-2131.26	0.00	0.00	0.00	11190.86
		7.11	0.00	9836.60	0.00	0.00	0.00	-9850.80
BT11	COMB3	8.9E-01	0.00	-8286.00	0.00	0.00	0.00	-5054.52
		4.00	0.00	-2144.41	0.00	0.00	0.00	11164.77
		7.11	0.00	9823.45	0.00	0.00	0.00	-9835.99
BT12	COMB3	8.9E-01	0.00	-8235.13	0.00	0.00	0.00	-4886.12
		4.00	0.00	-2093.54	0.00	0.00	0.00	11174.95
		7.11	0.00	9874.33	0.00	0.00	0.00	-9984.03
BT13	COMB3	8.9E-01	0.00	-8387.59	0.00	0.00	0.00	-5339.74
		4.00	0.00	-2246.00	0.00	0.00	0.00	11195.51
		7.11	0.00	9721.86	0.00	0.00	0.00	-9489.30
BT14	COMB3	8.9E-01	0.00	-8426.31	0.00	0.00	0.00	-5479.20
		4.00	0.00	-2284.72	0.00	0.00	0.00	11176.46
		7.11	0.00	9683.14	0.00	0.00	0.00	-9387.93
BT15	COMB3	8.9E-01	0.00	-8393.37	0.00	0.00	0.00	-5372.88
		4.00	0.00	-2251.78	0.00	0.00	0.00	11180.33
		7.11	0.00	9716.08	0.00	0.00	0.00	-9486.52
BT16	COMB3	8.9E-01	0.00	-8542.83	0.00	0.00	0.00	-5822.15
		4.00	0.00	-2401.24	0.00	0.00	0.00	11195.88
		7.11	0.00	9566.62	0.00	0.00	0.00	-9006.13
BT17	COMB3	8.9E-01	0.00	-8600.96	0.00	0.00	0.00	-6014.46
		4.00	0.00	-2459.37	0.00	0.00	0.00	11184.34
		7.11	0.00	9508.50	0.00	0.00	0.00	-8836.91
BT18	COMB3	8.9E-01	0.00	-8587.92	0.00	0.00	0.00	-5976.04
		4.00	0.00	-2446.34	0.00	0.00	0.00	11182.23
		7.11	0.00	9521.53	0.00	0.00	0.00	-8879.55
BT19	COMB3	8.9E-01	0.00	-8731.17	0.00	0.00	0.00	-6408.50
		4.00	0.00	-2589.58	0.00	0.00	0.00	11195.28
		7.11	0.00	9378.28	0.00	0.00	0.00	-8421.00
BT20	COMB3	8.9E-01	0.00	-8798.93	0.00	0.00	0.00	-6640.33
		4.00	0.00	-2657.34	0.00	0.00	0.00	11174.15
		7.11	0.00	9310.53	0.00	0.00	0.00	-8231.42
BT21	COMB3	8.9E-01	0.00	-3165.30	0.00	0.00	0.00	-2172.30
		4.00	0.00	-1580.83	0.00	0.00	0.00	5207.93
		7.11	0.00	3659.85	0.00	0.00	0.00	-3710.37
KK1	COMB3	0.00	-365667.67	5430.29	0.00	0.00	0.00	12692.72

		3.75	-354178.48	5249.63	0.00	0.00	0.00	-7670.88
KKA2	COMB3	0.00	-354178.48	5249.63	0.00	0.00	0.00	11154.01
		1.88	-354178.48	5249.63	0.00	0.00	0.00	1310.95
		3.75	-354178.48	5249.63	0.00	0.00	0.00	-8532.10
KKA3	COMB3	0.00	-342458.25	5797.91	0.00	0.00	0.00	11245.79
		1.88	-342458.25	5797.91	0.00	0.00	0.00	374.71
		3.75	-342458.25	5797.91	0.00	0.00	0.00	-10496.37
KKA4	COMB3	0.00	-311795.05	5369.69	0.00	0.00	0.00	9989.34
		1.88	-311795.05	5369.69	0.00	0.00	0.00	-78.82
		3.75	-311795.05	5369.69	0.00	0.00	0.00	-10146.98
KKA5	COMB3	0.00	-300044.97	4893.90	0.00	0.00	0.00	9765.14
		1.88	-300044.97	4893.90	0.00	0.00	0.00	589.09
		3.75	-300044.97	4893.90	0.00	0.00	0.00	-8586.97
KKA6	COMB3	0.00	-288181.46	6034.03	0.00	0.00	0.00	11758.83
		1.88	-288181.46	6034.03	0.00	0.00	0.00	445.01
		3.75	-288181.46	6034.03	0.00	0.00	0.00	-10868.80
KKA7	COMB3	0.00	-255126.97	5646.21	0.00	0.00	0.00	10268.87
		1.88	-255126.97	5646.21	0.00	0.00	0.00	-317.77
		3.75	-255126.97	5646.21	0.00	0.00	0.00	-10904.42
KKA8	COMB3	0.00	-243281.09	4828.46	0.00	0.00	0.00	9387.93
		1.88	-243281.09	4828.46	0.00	0.00	0.00	334.57
		3.75	-243281.09	4828.46	0.00	0.00	0.00	-8718.78
KKA9	COMB3	0.00	-231372.29	6081.79	0.00	0.00	0.00	11806.49
		1.88	-231372.29	6081.79	0.00	0.00	0.00	403.14
		3.75	-231372.29	6081.79	0.00	0.00	0.00	-11000.21
KKI1	COMB3	0.00	-223954.36	-251.92	0.00	0.00	0.00	6635.33
		1.88	-223954.36	-251.92	0.00	0.00	0.00	7107.68
		3.75	-223954.36	-251.92	0.00	0.00	0.00	7580.02
KKI2	COMB3	0.00	-213999.31	-3219.42	0.00	0.00	0.00	-4982.11
		1.88	-213999.31	-3219.42	0.00	0.00	0.00	1054.31
		3.75	-213999.31	-3219.42	0.00	0.00	0.00	7090.72
KKI3	COMB3	0.00	-203990.41	-3155.40	0.00	0.00	0.00	-5659.34
		1.88	-203990.41	-3155.40	0.00	0.00	0.00	257.03
		3.75	-203990.41	-3155.40	0.00	0.00	0.00	6173.41
KKI4	COMB3	0.00	-202845.98	-3573.61	0.00	0.00	0.00	-6671.24
		1.88	-202845.98	-3573.61	0.00	0.00	0.00	29.29
		3.75	-202845.98	-3573.61	0.00	0.00	0.00	6729.81
KKI5	COMB3	0.00	-192536.25	-4236.77	0.00	0.00	0.00	-7283.78
		1.88	-192536.25	-4236.77	0.00	0.00	0.00	660.17
		3.75	-192536.25	-4236.77	0.00	0.00	0.00	8604.12
KKI6	COMB3	0.00	-182175.02	-3266.46	0.00	0.00	0.00	-5588.27
		1.88	-182175.02	-3266.46	0.00	0.00	0.00	536.35
		3.75	-182175.02	-3266.46	0.00	0.00	0.00	6660.97
KKI7	COMB3	0.00	-176452.91	-3755.69	0.00	0.00	0.00	-7354.05
		1.88	-176452.91	-3755.69	0.00	0.00	0.00	-312.13
		3.75	-176452.91	-3755.69	0.00	0.00	0.00	6729.79
KKI8	COMB3	0.00	-165889.50	-4630.97	0.00	0.00	0.00	-8299.12
		1.88	-165889.50	-4630.97	0.00	0.00	0.00	383.95
		3.75	-165889.50	-4630.97	0.00	0.00	0.00	9067.02
KKI9	COMB3	0.00	-155282.15	-3527.61	0.00	0.00	0.00	-6117.08
		1.88	-155282.15	-3527.61	0.00	0.00	0.00	497.19
		3.75	-155282.15	-3527.61	0.00	0.00	0.00	7111.46
PKA1	COMB3	0.00	-113.55	26.06	0.00	0.00	0.00	61.94

		8.84	-113.55	26.06	0.00	0.00	0.00	-168.32
PKA2	COMB3	0.00	4463.38	136.93	0.00	0.00	0.00	411.80
		2.21	4463.38	136.93	0.00	0.00	0.00	109.35
		4.42	4463.38	136.93	0.00	0.00	0.00	-193.09
PKA3	COMB3	0.00	4467.01	127.34	0.00	0.00	0.00	150.24
		2.21	4467.01	127.34	0.00	0.00	0.00	-131.03
		4.42	4467.01	127.34	0.00	0.00	0.00	-412.31
PKA4	COMB3	0.00	10080.16	-7.59	0.00	0.00	0.00	-19.66
		4.42	10080.16	-7.59	0.00	0.00	0.00	13.88
		8.84	10080.16	-7.59	0.00	0.00	0.00	47.41
PKA5	COMB3	0.00	-669.57	5.31	0.00	0.00	0.00	52.04
		4.42	-669.57	5.31	0.00	0.00	0.00	28.57
		8.84	-669.57	5.31	0.00	0.00	0.00	5.10
PKA6	COMB3	0.00	6974.12	-89.80	0.00	0.00	0.00	-71.90
		2.21	6974.12	-89.80	0.00	0.00	0.00	126.44
		4.42	6974.12	-89.80	0.00	0.00	0.00	324.79
PKA7	COMB3	0.00	6995.38	-100.47	0.00	0.00	0.00	-354.38
		2.21	6995.38	-100.47	0.00	0.00	0.00	-132.45
		4.42	6995.38	-100.47	0.00	0.00	0.00	89.48
PKA8	COMB3	0.00	15016.19	25.42	0.00	0.00	0.00	125.77
		4.42	15016.19	25.42	0.00	0.00	0.00	13.48
		8.84	15016.19	25.42	0.00	0.00	0.00	-98.81
PKA9	COMB3	0.00	-3776.27	5.43	0.00	0.00	0.00	56.61
		4.42	-3776.27	5.43	0.00	0.00	0.00	32.60
		8.84	-3776.27	5.43	0.00	0.00	0.00	8.59
PKI1	COMB3	0.00	-27033.73	-78.02	0.00	0.00	0.00	-293.79
		4.42	-27033.73	-78.02	0.00	0.00	0.00	50.85
		8.84	-27033.73	-78.02	0.00	0.00	0.00	395.50
PKI2	COMB3	0.00	-29722.21	-235.17	0.00	0.00	0.00	-624.13
		2.21	-29722.21	-235.17	0.00	0.00	0.00	-104.68
		4.42	-29722.21	-235.17	0.00	0.00	0.00	414.77
PKI3	COMB3	0.00	-29727.26	-244.09	0.00	0.00	0.00	-409.34
		2.21	-29727.26	-244.09	0.00	0.00	0.00	129.81
		4.42	-29727.26	-244.09	0.00	0.00	0.00	668.97
PKI4	COMB3	0.00	-21652.33	-86.07	0.00	0.00	0.00	-343.03
		4.42	-21652.33	-86.07	0.00	0.00	0.00	37.20
		8.84	-21652.33	-86.07	0.00	0.00	0.00	417.42
PKI5	COMB3	0.00	-34159.84	104.28	0.00	0.00	0.00	476.78
		4.42	-34159.84	104.28	0.00	0.00	0.00	16.13
		8.84	-34159.84	104.28	0.00	0.00	0.00	-444.53
PKI6	COMB3	0.00	-27996.17	206.13	0.00	0.00	0.00	340.39
		2.21	-27996.17	206.13	0.00	0.00	0.00	-114.91
		4.42	-27996.17	206.13	0.00	0.00	0.00	-570.21
PKI7	COMB3	0.00	-27974.37	215.63	0.00	0.00	0.00	613.82
		2.21	-27974.37	215.63	0.00	0.00	0.00	137.52
		4.42	-27974.37	215.63	0.00	0.00	0.00	-338.78
PKI8	COMB3	0.00	-14655.87	61.42	0.00	0.00	0.00	309.01
		4.42	-14655.87	61.42	0.00	0.00	0.00	37.68
		8.84	-14655.87	61.42	0.00	0.00	0.00	-233.65
PKI9	COMB3	0.00	-34484.42	-103.62	0.00	0.00	0.00	-444.21
		4.42	-34484.42	-103.62	0.00	0.00	0.00	13.53
		8.84	-34484.42	-103.62	0.00	0.00	0.00	471.28
BAKA10	COMB3	8.9E-01	0.00	-8006.04	0.00	0.00	0.00	-4048.38

		7.11	0.00	10103.41	0.00	0.00	0.00	-10371.22
BKA11	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-7983.61	0.00	0.00	0.00	-3961.61
		4.00	0.00	-1842.02	0.00	0.00	0.00	11317.24
		7.11	0.00	10125.85	0.00	0.00	0.00	-10623.98
BKA12	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-7936.58	0.00	0.00	0.00	-3803.18
		4.00	0.00	-1794.99	0.00	0.00	0.00	11329.40
		7.11	0.00	10172.88	0.00	0.00	0.00	-10758.08
BKA13	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8054.74	0.00	0.00	0.00	-4188.74
		4.00	0.00	-1913.15	0.00	0.00	0.00	11311.32
		7.11	0.00	10054.72	0.00	0.00	0.00	-10408.68
BKA14	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8065.99	0.00	0.00	0.00	-4208.86
		4.00	0.00	-1924.40	0.00	0.00	0.00	11326.19
		7.11	0.00	10043.47	0.00	0.00	0.00	-10358.82
BKA15	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8036.71	0.00	0.00	0.00	-4105.24
		4.00	0.00	-1895.12	0.00	0.00	0.00	11338.76
		7.11	0.00	10072.74	0.00	0.00	0.00	-10437.28
BKA16	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8159.57	0.00	0.00	0.00	-4500.41
		4.00	0.00	-2017.98	0.00	0.00	0.00	11325.69
		7.11	0.00	9949.88	0.00	0.00	0.00	-10068.27
BKA17	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8199.67	0.00	0.00	0.00	-4612.95
		4.00	0.00	-2058.08	0.00	0.00	0.00	11337.86
		7.11	0.00	9909.78	0.00	0.00	0.00	-9931.38
BKA18	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8191.53	0.00	0.00	0.00	-4575.38
		4.00	0.00	-2049.94	0.00	0.00	0.00	11350.11
		7.11	0.00	9917.92	0.00	0.00	0.00	-9944.46
BKA19	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8320.28	0.00	0.00	0.00	-4985.49
		4.00	0.00	-2178.69	0.00	0.00	0.00	11340.42
		7.11	0.00	9789.17	0.00	0.00	0.00	-9553.74
BKA20	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-8384.21	0.00	0.00	0.00	-5157.11
		4.00	0.00	-2242.62	0.00	0.00	0.00	11367.62
		7.11	0.00	9725.24	0.00	0.00	0.00	-9327.71
BKA21	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-2758.74	0.00	0.00	0.00	-937.33
		4.00	0.00	-1174.27	0.00	0.00	0.00	5178.50
		7.11	0.00	4066.41	0.00	0.00	0.00	-5004.20
BKI10	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9003.97	0.00	0.00	0.00	-7029.47
		4.00	0.00	-2862.38	0.00	0.00	0.00	11422.71
		7.11	0.00	9105.48	0.00	0.00	0.00	-7345.17
BKI11	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9049.63	0.00	0.00	0.00	-7158.02
		4.00	0.00	-2908.04	0.00	0.00	0.00	11436.15
		7.11	0.00	9059.83	0.00	0.00	0.00	-7189.74
BKI12	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9023.64	0.00	0.00	0.00	-7086.34
		4.00	0.00	-2882.05	0.00	0.00	0.00	11427.02
		7.11	0.00	9085.81	0.00	0.00	0.00	-7279.67
BKI13	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9178.57	0.00	0.00	0.00	-7579.65
		4.00	0.00	-3036.98	0.00	0.00	0.00	11415.54
		7.11	0.00	8930.88	0.00	0.00	0.00	-6809.34
BKI14	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9230.42	0.00	0.00	0.00	-7734.11
		4.00	0.00	-3088.83	0.00	0.00	0.00	11422.33
		7.11	0.00	8879.03	0.00	0.00	0.00	-6641.28
BKI15	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9204.61	0.00	0.00	0.00	-7657.12
		4.00	0.00	-3063.02	0.00	0.00	0.00	11419.04
		7.11	0.00	8904.84	0.00	0.00	0.00	-6724.85
BKI16	COMB3							
		8.9E-01	0.00	-9350.45	0.00	0.00	0.00	-8124.38

BKI17	COMB3	7.11	0.00	8759.00	0.00	0.00	0.00	-6284.97
		8.9E-01	0.00	-9409.86	0.00	0.00	0.00	-8308.57
		4.00	0.00	-3268.27	0.00	0.00	0.00	11405.92
		7.11	0.00	8698.59	0.00	0.00	0.00	-6099.65
BKI18	COMB3	8.9E-01	0.00	-9393.06	0.00	0.00	0.00	-8253.38
		4.00	0.00	-3251.48	0.00	0.00	0.00	11408.88
		7.11	0.00	8716.39	0.00	0.00	0.00	-6148.92
BKI19	COMB3	8.9E-01	0.00	-9533.89	0.00	0.00	0.00	-8709.26
		4.00	0.00	-3392.31	0.00	0.00	0.00	11390.98
		7.11	0.00	8575.56	0.00	0.00	0.00	-5728.84
BKI20	COMB3	8.9E-01	0.00	-9601.36	0.00	0.00	0.00	-8912.17
		4.00	0.00	-3459.77	0.00	0.00	0.00	11397.89
		7.11	0.00	8508.09	0.00	0.00	0.00	-5512.10
BKI21	COMB3	8.9E-01	0.00	-3930.53	0.00	0.00	0.00	-4507.95
		4.00	0.00	-2346.07	0.00	0.00	0.00	5252.16
		7.11	0.00	2894.62	0.00	0.00	0.00	-1286.26
KKA10	COMB3	0.00	-197699.29	5755.61	0.00	0.00	0.00	10315.45
		1.88	-197699.29	5755.61	0.00	0.00	0.00	-476.32
		3.75	-197699.29	5755.61	0.00	0.00	0.00	-11268.08
KKA11	COMB3	0.00	-185838.31	4786.09	0.00	0.00	0.00	9077.29
		1.88	-185838.31	4786.09	0.00	0.00	0.00	103.37
		3.75	-185838.31	4786.09	0.00	0.00	0.00	-8870.54
KKA12	COMB3	0.00	-173954.90	5998.20	0.00	0.00	0.00	11547.56
		1.88	-173954.90	5998.20	0.00	0.00	0.00	300.93
		3.75	-173954.90	5998.20	0.00	0.00	0.00	-10945.70
KKA13	COMB3	0.00	-141007.39	5741.73	0.00	0.00	0.00	10190.57
		1.88	-141007.39	5741.73	0.00	0.00	0.00	-575.17
		3.75	-141007.39	5741.73	0.00	0.00	0.00	-11340.90
KKA14	COMB3	0.00	-129195.11	4744.68	0.00	0.00	0.00	8798.59
		1.88	-129195.11	4744.68	0.00	0.00	0.00	-97.69
		3.75	-129195.11	4744.68	0.00	0.00	0.00	-8993.96
KKA15	COMB3	0.00	-117394.08	5821.85	0.00	0.00	0.00	11085.66
		1.88	-117394.08	5821.85	0.00	0.00	0.00	169.68
		3.75	-117394.08	5821.85	0.00	0.00	0.00	-10746.30
KKA16	COMB3	0.00	-86260.23	5631.48	0.00	0.00	0.00	9923.37
		1.88	-86260.23	5631.48	0.00	0.00	0.00	-635.66
		3.75	-86260.23	5631.48	0.00	0.00	0.00	-11194.70
KKA17	COMB3	0.00	-74552.78	4677.97	0.00	0.00	0.00	8511.08
		1.88	-74552.78	4677.97	0.00	0.00	0.00	-260.10
		3.75	-74552.78	4677.97	0.00	0.00	0.00	-9031.29
KKA18	COMB3	0.00	-62885.44	5580.84	0.00	0.00	0.00	10501.91
		1.88	-62885.44	5580.84	0.00	0.00	0.00	37.84
		3.75	-62885.44	5580.84	0.00	0.00	0.00	-10426.23
KKA19	COMB3	0.00	-34528.32	5437.76	0.00	0.00	0.00	9524.55
		1.88	-34528.32	5437.76	0.00	0.00	0.00	-671.24
		3.75	-34528.32	5437.76	0.00	0.00	0.00	-10867.04
KKA20	COMB3	0.00	-22981.59	4593.96	0.00	0.00	0.00	8181.18
		1.88	-22981.59	4593.96	0.00	0.00	0.00	-432.50
		3.75	-22981.59	4593.96	0.00	0.00	0.00	-9046.18
KKA21	COMB3	0.00	-11498.79	4989.31	0.00	0.00	0.00	9719.11
		1.88	-11498.79	4989.31	0.00	0.00	0.00	364.14
		3.75	-11498.79	4989.31	0.00	0.00	0.00	-8990.82
KKI10	COMB3	0.00	-145916.38	-3912.04	0.00	0.00	0.00	-7849.73

		3.75	-145916.38	-3912.04	0.00	0.00	0.00	6820.41
KKI11	COMB3	0.00	-135154.85	-4874.48	0.00	0.00	0.00	-9004.70
		1.88	-135154.85	-4874.48	0.00	0.00	0.00	134.95
		3.75	-135154.85	-4874.48	0.00	0.00	0.00	9274.61
KKI12	COMB3	0.00	-124347.66	-3795.29	0.00	0.00	0.00	-6719.70
		1.88	-124347.66	-3795.29	0.00	0.00	0.00	396.47
		3.75	-124347.66	-3795.29	0.00	0.00	0.00	7512.64
KKI13	COMB3	0.00	-111719.58	-4083.57	0.00	0.00	0.00	-8296.99
		1.88	-111719.58	-4083.57	0.00	0.00	0.00	-640.30
		3.75	-111719.58	-4083.57	0.00	0.00	0.00	7016.39
KKI14	COMB3	0.00	-100783.45	-5032.28	0.00	0.00	0.00	-9514.30
		1.88	-100783.45	-5032.28	0.00	0.00	0.00	-78.78
		3.75	-100783.45	-5032.28	0.00	0.00	0.00	9356.73
KKI15	COMB3	0.00	-89795.46	-4074.33	0.00	0.00	0.00	-7374.57
		1.88	-89795.46	-4074.33	0.00	0.00	0.00	264.81
		3.75	-89795.46	-4074.33	0.00	0.00	0.00	7904.18
KKI16	COMB3	0.00	-73956.28	-4279.41	0.00	0.00	0.00	-8740.62
		1.88	-73956.28	-4279.41	0.00	0.00	0.00	-716.73
		3.75	-73956.28	-4279.41	0.00	0.00	0.00	7307.16
KKI17	COMB3	0.00	-62848.27	-5157.24	0.00	0.00	0.00	-9921.24
		1.88	-62848.27	-5157.24	0.00	0.00	0.00	-251.42
		3.75	-62848.27	-5157.24	0.00	0.00	0.00	9418.39
KKI18	COMB3	0.00	-51680.85	-4362.46	0.00	0.00	0.00	-8047.07
		1.88	-51680.85	-4362.46	0.00	0.00	0.00	132.54
		3.75	-51680.85	-4362.46	0.00	0.00	0.00	8312.15
KKI19	COMB3	0.00	-32484.17	-4494.53	0.00	0.00	0.00	-9203.72
		1.88	-32484.17	-4494.53	0.00	0.00	0.00	-776.48
		3.75	-32484.17	-4494.53	0.00	0.00	0.00	7650.77
KKI20	COMB3	0.00	-21192.71	-5326.51	0.00	0.00	0.00	-10325.78
		1.88	-21192.71	-5326.51	0.00	0.00	0.00	-338.57
		3.75	-21192.71	-5326.51	0.00	0.00	0.00	9648.64
KKI21	COMB3	0.00	-9833.79	-4512.21	0.00	0.00	0.00	-8590.86
		1.88	-9833.79	-4512.21	0.00	0.00	0.00	-130.45
		3.75	-9833.79	-4512.21	0.00	0.00	0.00	8329.95
KTKA1	COMB3	0.00	-376141.98	3660.41	0.00	0.00	0.00	11118.48
		1.88	-376141.98	3660.41	0.00	0.00	0.00	4255.22
		3.75	-376141.98	3660.41	0.00	0.00	0.00	-2608.05
KTKA2	COMB3	0.00	-353140.94	1765.81	0.00	0.00	0.00	4413.37
		1.88	-353140.94	1765.81	0.00	0.00	0.00	1102.48
		3.75	-353140.94	1765.81	0.00	0.00	0.00	-2208.41
KTKA3	COMB3	0.00	-334034.40	2471.24	0.00	0.00	0.00	5118.13
		1.88	-334034.40	2471.24	0.00	0.00	0.00	484.55
		3.75	-334034.40	2471.24	0.00	0.00	0.00	-4149.03
KTKA4	COMB3	0.00	-312431.15	2155.41	0.00	0.00	0.00	3745.25
		1.88	-312431.15	2155.41	0.00	0.00	0.00	-296.15
		3.75	-312431.15	2155.41	0.00	0.00	0.00	-4337.55
KTKA5	COMB3	0.00	-293409.71	1755.51	0.00	0.00	0.00	4025.42
		1.88	-293409.71	1755.51	0.00	0.00	0.00	733.84
		3.75	-293409.71	1755.51	0.00	0.00	0.00	-2557.75
KTKA6	COMB3	0.00	-275440.19	2677.86	0.00	0.00	0.00	5529.53
		1.88	-275440.19	2677.86	0.00	0.00	0.00	508.55
		3.75	-275440.19	2677.86	0.00	0.00	0.00	-4512.44
KTKA7	COMB3	0.00	-253953.58	2418.59	0.00	0.00	0.00	4030.60

		3.75	-253953.58	2418.59	0.00	0.00	0.00	-5039.11
KTKA8	COMB3	0.00	-236469.84	1654.55	0.00	0.00	0.00	3571.97
		1.88	-236469.84	1654.55	0.00	0.00	0.00	469.68
		3.75	-236469.84	1654.55	0.00	0.00	0.00	-2632.60
KTKA9	COMB3	0.00	-219335.50	2684.43	0.00	0.00	0.00	5515.03
		1.88	-219335.50	2684.43	0.00	0.00	0.00	481.73
		3.75	-219335.50	2684.43	0.00	0.00	0.00	-4551.57
KTKI1	COMB3	0.00	-343290.02	3368.66	0.00	0.00	0.00	10766.88
		1.88	-343290.02	3368.66	0.00	0.00	0.00	4450.64
		3.75	-343290.02	3368.66	0.00	0.00	0.00	-1865.60
KTKI2	COMB3	0.00	-323420.41	1702.30	0.00	0.00	0.00	4047.76
		1.88	-323420.41	1702.30	0.00	0.00	0.00	855.96
		3.75	-323420.41	1702.30	0.00	0.00	0.00	-2335.85
KTKI3	COMB3	0.00	-305457.35	2303.05	0.00	0.00	0.00	5065.81
		1.88	-305457.35	2303.05	0.00	0.00	0.00	747.60
		3.75	-305457.35	2303.05	0.00	0.00	0.00	-3570.62
KTKI4	COMB3	0.00	-284104.80	1429.35	0.00	0.00	0.00	2654.35
		1.88	-284104.80	1429.35	0.00	0.00	0.00	-25.67
		3.75	-284104.80	1429.35	0.00	0.00	0.00	-2705.70
KTKI5	COMB3	0.00	-265994.27	1029.45	0.00	0.00	0.00	2393.58
		1.88	-265994.27	1029.45	0.00	0.00	0.00	463.36
		3.75	-265994.27	1029.45	0.00	0.00	0.00	-1466.87
KTKI6	COMB3	0.00	-250625.58	2029.60	0.00	0.00	0.00	4510.12
		1.88	-250625.58	2029.60	0.00	0.00	0.00	704.62
		3.75	-250625.58	2029.60	0.00	0.00	0.00	-3100.87
KTKI7	COMB3	0.00	-229556.83	1330.35	0.00	0.00	0.00	2214.85
		1.88	-229556.83	1330.35	0.00	0.00	0.00	-279.55
		3.75	-229556.83	1330.35	0.00	0.00	0.00	-2773.95
KTKI8	COMB3	0.00	-213521.37	576.01	0.00	0.00	0.00	1315.72
		1.88	-213521.37	576.01	0.00	0.00	0.00	235.70
		3.75	-213521.37	576.01	0.00	0.00	0.00	-844.33
KTKI9	COMB3	0.00	-199538.77	1716.90	0.00	0.00	0.00	3828.74
		1.88	-199538.77	1716.90	0.00	0.00	0.00	609.55
		3.75	-199538.77	1716.90	0.00	0.00	0.00	-2609.64
PKA10	COMB3	0.00	8088.18	56.68	0.00	0.00	0.00	252.94
		2.21	8088.18	56.68	0.00	0.00	0.00	127.74
		4.42	8088.18	56.68	0.00	0.00	0.00	2.55
PKA11	COMB3	0.00	8117.85	76.60	0.00	0.00	0.00	45.35
		2.21	8117.85	76.60	0.00	0.00	0.00	-123.85
		4.42	8117.85	76.60	0.00	0.00	0.00	-293.05
PKA12	COMB3	0.00	17914.88	-36.50	0.00	0.00	0.00	-147.13
		4.42	17914.88	-36.50	0.00	0.00	0.00	14.13
		8.84	17914.88	-36.50	0.00	0.00	0.00	175.38
PKA13	COMB3	0.00	-5998.94	-12.73	0.00	0.00	0.00	-21.55
		4.42	-5998.94	-12.73	0.00	0.00	0.00	34.70
		8.84	-5998.94	-12.73	0.00	0.00	0.00	90.95
PKA14	COMB3	0.00	8237.53	-30.19	0.00	0.00	0.00	53.11
		2.21	8237.53	-30.19	0.00	0.00	0.00	119.79
		4.42	8237.53	-30.19	0.00	0.00	0.00	186.47
PKA15	COMB3	0.00	8272.08	-56.17	0.00	0.00	0.00	-232.26
		2.21	8272.08	-56.17	0.00	0.00	0.00	-108.18
		4.42	8272.08	-56.17	0.00	0.00	0.00	15.90
PKA16	COMB3	0.00	19262.13	42.74	0.00	0.00	0.00	204.63

		8.84	19262.13	42.74	0.00	0.00	0.00	-172.96
PKA17	COMB3	0.00	-7872.57	18.35	0.00	0.00	0.00	116.65
		4.42	-7872.57	18.35	0.00	0.00	0.00	35.58
		8.84	-7872.57	18.35	0.00	0.00	0.00	-45.50
PKA18	COMB3	0.00	7547.57	8.61	0.00	0.00	0.00	123.28
		2.21	7547.57	8.61	0.00	0.00	0.00	104.25
		4.42	7547.57	8.61	0.00	0.00	0.00	85.22
PKA19	COMB3	0.00	7584.75	38.51	0.00	0.00	0.00	-1.59
		2.21	7584.75	38.51	0.00	0.00	0.00	-86.66
		4.42	7584.75	38.51	0.00	0.00	0.00	-171.73
PKA20	COMB3	0.00	19359.58	-44.97	0.00	0.00	0.00	-180.50
		4.42	19359.58	-44.97	0.00	0.00	0.00	18.18
		8.84	19359.58	-44.97	0.00	0.00	0.00	216.86
PKA21	COMB3	0.00	-9722.40	-23.52	0.00	0.00	0.00	-68.29
		4.42	-9722.40	-23.52	0.00	0.00	0.00	35.61
		8.84	-9722.40	-23.52	0.00	0.00	0.00	139.52
PKA22	COMB3	0.00	6121.14	9.21	0.00	0.00	0.00	102.79
		2.21	6121.14	9.21	0.00	0.00	0.00	82.46
		4.42	6121.14	9.21	0.00	0.00	0.00	62.12
PKA23	COMB3	0.00	6159.53	-22.94	0.00	0.00	0.00	-111.12
		2.21	6159.53	-22.94	0.00	0.00	0.00	-60.45
		4.42	6159.53	-22.94	0.00	0.00	0.00	-9.79
PKA24	COMB3	0.00	18359.56	43.56	0.00	0.00	0.00	213.21
		4.42	18359.56	43.56	0.00	0.00	0.00	20.76
		8.84	18359.56	43.56	0.00	0.00	0.00	-171.68
PKA25	COMB3	0.00	-11741.06	28.96	0.00	0.00	0.00	163.03
		4.42	-11741.06	28.96	0.00	0.00	0.00	35.08
		8.84	-11741.06	28.96	0.00	0.00	0.00	-92.86
PKA26	COMB3	0.00	4063.84	-24.32	0.00	0.00	0.00	2.24
		2.21	4063.84	-24.32	0.00	0.00	0.00	55.96
		4.42	4063.84	-24.32	0.00	0.00	0.00	109.67
PKA27	COMB3	0.00	4099.79	6.73	0.00	0.00	0.00	-17.67
		2.21	4099.79	6.73	0.00	0.00	0.00	-32.53
		4.42	4099.79	6.73	0.00	0.00	0.00	-47.40
PKA28	COMB3	0.00	16353.53	-41.92	0.00	0.00	0.00	-165.74
		4.42	16353.53	-41.92	0.00	0.00	0.00	19.43
		8.84	16353.53	-41.92	0.00	0.00	0.00	204.61
PKI10	COMB3	0.00	-25013.23	-174.25	0.00	0.00	0.00	-497.50
		2.21	-25013.23	-174.25	0.00	0.00	0.00	-112.62
		4.42	-25013.23	-174.25	0.00	0.00	0.00	272.26
PKI11	COMB3	0.00	-24978.94	-184.31	0.00	0.00	0.00	-273.72
		2.21	-24978.94	-184.31	0.00	0.00	0.00	133.38
		4.42	-24978.94	-184.31	0.00	0.00	0.00	540.48
PKI12	COMB3	0.00	-8838.98	-41.05	0.00	0.00	0.00	-144.75
		4.42	-8838.98	-41.05	0.00	0.00	0.00	36.58
		8.84	-8838.98	-41.05	0.00	0.00	0.00	217.91
PKI13	COMB3	0.00	-32938.48	97.15	0.00	0.00	0.00	441.46
		4.42	-32938.48	97.15	0.00	0.00	0.00	12.27
		8.84	-32938.48	97.15	0.00	0.00	0.00	-416.92
PKI14	COMB3	0.00	-21237.51	140.40	0.00	0.00	0.00	207.36
		2.21	-21237.51	140.40	0.00	0.00	0.00	-102.77
		4.42	-21237.51	140.40	0.00	0.00	0.00	-412.89
PKI15	COMB3	0.00	-21195.43	150.34	0.00	0.00	0.00	452.76



		4.42	-21195.43	150.34	0.00	0.00	0.00	-211.37
PKI16	COMB3	0.00	-3511.60	22.84	0.00	0.00	0.00	135.37
		4.42	-3511.60	22.84	0.00	0.00	0.00	34.45
		8.84	-3511.60	22.84	0.00	0.00	0.00	-66.48
PKI17	COMB3	0.00	-29980.46	-86.31	0.00	0.00	0.00	-369.26
		4.42	-29980.46	-86.31	0.00	0.00	0.00	12.05
		8.84	-29980.46	-86.31	0.00	0.00	0.00	393.35
PKI18	COMB3	0.00	-16724.59	-104.52	0.00	0.00	0.00	-317.30
		2.21	-16724.59	-104.52	0.00	0.00	0.00	-86.43
		4.42	-16724.59	-104.52	0.00	0.00	0.00	144.45
PKI19	COMB3	0.00	-16677.83	-113.98	0.00	0.00	0.00	-150.56
		2.21	-16677.83	-113.98	0.00	0.00	0.00	101.19
		4.42	-16677.83	-113.98	0.00	0.00	0.00	352.95
PKI20	COMB3	0.00	1729.23	-5.24	0.00	0.00	0.00	8.53
		4.42	1729.23	-5.24	0.00	0.00	0.00	31.68
		8.84	1729.23	-5.24	0.00	0.00	0.00	54.83
PKI21	COMB3	0.00	-25871.83	71.89	0.00	0.00	0.00	330.16
		4.42	-25871.83	71.89	0.00	0.00	0.00	12.57
		8.84	-25871.83	71.89	0.00	0.00	0.00	-305.03
PKI22	COMB3	0.00	-11531.13	66.64	0.00	0.00	0.00	82.63
		2.21	-11531.13	66.64	0.00	0.00	0.00	-64.57
		4.42	-11531.13	66.64	0.00	0.00	0.00	-211.77
PKI23	COMB3	0.00	-11481.86	75.59	0.00	0.00	0.00	243.30
		2.21	-11481.86	75.59	0.00	0.00	0.00	76.35
		4.42	-11481.86	75.59	0.00	0.00	0.00	-90.61
PKI24	COMB3	0.00	7127.08	-12.76	0.00	0.00	0.00	-27.69
		4.42	7127.08	-12.76	0.00	0.00	0.00	28.68
		8.84	7127.08	-12.76	0.00	0.00	0.00	85.05
PKI25	COMB3	0.00	-20735.36	-54.10	0.00	0.00	0.00	-225.58
		4.42	-20735.36	-54.10	0.00	0.00	0.00	13.41
		8.84	-20735.36	-54.10	0.00	0.00	0.00	252.41
PKI26	COMB3	0.00	-5726.55	-26.56	0.00	0.00	0.00	-96.83
		2.21	-5726.55	-26.56	0.00	0.00	0.00	-38.17
		4.42	-5726.55	-26.56	0.00	0.00	0.00	20.49
PKI27	COMB3	0.00	-5679.69	-34.33	0.00	0.00	0.00	-29.16
		2.21	-5679.69	-34.33	0.00	0.00	0.00	46.67
		4.42	-5679.69	-34.33	0.00	0.00	0.00	122.49
PKI28	COMB3	0.00	12769.30	33.25	0.00	0.00	0.00	171.73
		4.42	12769.30	33.25	0.00	0.00	0.00	24.84
		8.84	12769.30	33.25	0.00	0.00	0.00	-122.05
KTKA10	COMB3	0.00	-197937.51	2444.27	0.00	0.00	0.00	3945.82
		1.88	-197937.51	2444.27	0.00	0.00	0.00	-637.18
		3.75	-197937.51	2444.27	0.00	0.00	0.00	-5220.18
KTKA11	COMB3	0.00	-181506.89	1514.37	0.00	0.00	0.00	3065.79
		1.88	-181506.89	1514.37	0.00	0.00	0.00	226.35
		3.75	-181506.89	1514.37	0.00	0.00	0.00	-2613.08
KTKA12	COMB3	0.00	-164938.82	2505.93	0.00	0.00	0.00	5087.49
		1.88	-164938.82	2505.93	0.00	0.00	0.00	388.88
		3.75	-164938.82	2505.93	0.00	0.00	0.00	-4309.74
KTKA13	COMB3	0.00	-143612.80	2294.18	0.00	0.00	0.00	3595.70
		1.88	-143612.80	2294.18	0.00	0.00	0.00	-705.89
		3.75	-143612.80	2294.18	0.00	0.00	0.00	-5007.48
KTKA14	COMB3	0.00	-127930.83	1321.42	0.00	0.00	0.00	2487.48

		3.75	-127930.83	1321.42	0.00	0.00	0.00	-2467.85
KTKA15	COMB3	0.00	-111739.81	2191.10	0.00	0.00	0.00	4368.93
		1.88	-111739.81	2191.10	0.00	0.00	0.00	260.62
		3.75	-111739.81	2191.10	0.00	0.00	0.00	-3847.69
KTKA16	COMB3	0.00	-90471.89	2004.50	0.00	0.00	0.00	3028.22
		1.88	-90471.89	2004.50	0.00	0.00	0.00	-730.21
		3.75	-90471.89	2004.50	0.00	0.00	0.00	-4488.64
KTKA17	COMB3	0.00	-75322.01	1057.78	0.00	0.00	0.00	1811.28
		1.88	-75322.01	1057.78	0.00	0.00	0.00	-172.06
		3.75	-75322.01	1057.78	0.00	0.00	0.00	-2155.40
KTKA18	COMB3	0.00	-59337.04	1776.01	0.00	0.00	0.00	3456.41
		1.88	-59337.04	1776.01	0.00	0.00	0.00	126.39
		3.75	-59337.04	1776.01	0.00	0.00	0.00	-3203.64
KTKA19	COMB3	0.00	-38108.86	1613.64	0.00	0.00	0.00	2284.23
		1.88	-38108.86	1613.64	0.00	0.00	0.00	-741.34
		3.75	-38108.86	1613.64	0.00	0.00	0.00	-3766.92
KTKA20	COMB3	0.00	-23290.36	637.47	0.00	0.00	0.00	959.45
		1.88	-23290.36	637.47	0.00	0.00	0.00	-235.81
		3.75	-23290.36	637.47	0.00	0.00	0.00	-1431.07
KTKA21	COMB3	0.00	-7325.45	1670.66	0.00	0.00	0.00	2689.94
		1.88	-7325.45	1670.66	0.00	0.00	0.00	-442.55
		3.75	-7325.45	1670.66	0.00	0.00	0.00	-3575.04
KTKI10	COMB3	0.00	-178627.95	1149.08	0.00	0.00	0.00	1702.89
		1.88	-178627.95	1149.08	0.00	0.00	0.00	-451.63
		3.75	-178627.95	1149.08	0.00	0.00	0.00	-2606.15
KTKI11	COMB3	0.00	-163761.14	222.35	0.00	0.00	0.00	454.68
		1.88	-163761.14	222.35	0.00	0.00	0.00	37.76
		3.75	-163761.14	222.35	0.00	0.00	0.00	-379.15
KTKI12	COMB3	0.00	-150521.24	1334.16	0.00	0.00	0.00	2964.02
		1.88	-150521.24	1334.16	0.00	0.00	0.00	462.47
		3.75	-150521.24	1334.16	0.00	0.00	0.00	-2039.08
KTKI13	COMB3	0.00	-129685.18	890.04	0.00	0.00	0.00	1111.58
		1.88	-129685.18	890.04	0.00	0.00	0.00	-557.26
		3.75	-129685.18	890.04	0.00	0.00	0.00	-2226.09
KTKI14	COMB3	0.00	-115405.23	-94.12	0.00	0.00	0.00	-304.39
		1.88	-115405.23	-94.12	0.00	0.00	0.00	-127.92
		3.75	-115405.23	-94.12	0.00	0.00	0.00	48.55
KTKI15	COMB3	0.00	-102495.80	890.33	0.00	0.00	0.00	1957.96
		1.88	-102495.80	890.33	0.00	0.00	0.00	288.59
		3.75	-102495.80	890.33	0.00	0.00	0.00	-1380.78
KTKI16	COMB3	0.00	-81682.47	556.87	0.00	0.00	0.00	426.40
		1.88	-81682.47	556.87	0.00	0.00	0.00	-617.73
		3.75	-81682.47	556.87	0.00	0.00	0.00	-1661.86
KTKI17	COMB3	0.00	-67619.68	-420.18	0.00	0.00	0.00	-1043.38
		1.88	-67619.68	-420.18	0.00	0.00	0.00	-255.53
		3.75	-67619.68	-420.18	0.00	0.00	0.00	532.31
KTKI18	COMB3	0.00	-54782.26	401.29	0.00	0.00	0.00	863.53
		1.88	-54782.26	401.29	0.00	0.00	0.00	111.12
		3.75	-54782.26	401.29	0.00	0.00	0.00	-641.29
KTKI19	COMB3	0.00	-33962.83	156.22	0.00	0.00	0.00	-354.08
		1.88	-33962.83	156.22	0.00	0.00	0.00	-647.00
		3.75	-33962.83	156.22	0.00	0.00	0.00	-939.92
KTKI20	COMB3	0.00	-19897.35	-758.87	0.00	0.00	0.00	-1811.43

	3.75	-19897.35	-758.87	0.00	0.00	0.00	1034.32
KTKI21	COMB3	0.00	-6966.77	-407.72	0.00	0.00	-402.00
		1.88	-6966.77	-407.72	0.00	0.00	362.47
		3.75	-6966.77	-407.72	0.00	0.00	1126.95