

**PENGARUH TATA LETAK PENGAKU (*BRACING*) GANDA
BERBENTUK "K" TERHADAP PERPINDAHAN LATERAL
PORTAL BAJA BIDANG BERTINGKAT**

SKRIPSI

**Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik**



Disusun Oleh :

**ANDARWINI
NIM. 0110610010 – 61**

**DEPARTEMEN PENDIDIKAN NASIONAL
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK**

MALANG

2007

ABSTRAKSI

ANDARWINI, Jurusan Sipil, Fakultas Teknik Universitas Brawijaya, Juli 2007, "Pengaruh Tata Letak Pengaku (*bracing*) Ganda Berbentuk "K" Terhadap Perpindahan Lateral Portal Baja Bidang Bertingkat ". Dosen Pembimbing : Ir. Hendro Suseno, DEA dan Dr. Ir. Agoes Soehardjono MD, MT.

Baja dinilai sebagai struktur yang cukup ekonomis pada saat ini. Ditinjau dari segi kekuatan maupun harga. Baja sudah mulai umum digunakan pada bangunan tinggi sebagai bagian dari struktur. Penggunaan baja sebagai portal pada bangunan gedung perlu memperhatikan gaya-gaya dalam serta perpindahan yang terjadi pada struktur setelah pembebanan, baik yang disebabkan oleh beban mati, beban hidup, maupun beban horisontal (beban gempa).

Namun penggunaan baja sebagai portal pada struktur gedung menyebabkan struktur menjadi langsing dan menjadi kurang menguntungkan pada perilaku responnya ketika menerima beban-beban horisontal sehingga berdampak pada perpindahan lateral yang terjadi. Untuk mengatasi hal tersebut maka dilakukan usaha memperkaku struktur dengan cara penggunaan berbagai sistem *bracing* maupun berupa dinding masif dari beton bertulang yang disebut dinding geser. Hal ini diharapkan dapat mengurangi perpindahan lateral yang terjadi pada struktur. Disini dibahas perilaku sistem *bracing* pada struktur baja dengan menggunakan pengaku baja dan dilaksanakan sebagai sistem portal dengan *bracing* ganda berbentuk "K". Sehingga diharapkan diketahui besarnya perpindahan lateral yang terjadi serta tata letak pengaku ganda bentuk "K" yang paling efektif dalam menahan beban horisontal.

Proses analisis yang dilakukan berperinsip pada Metode Elemen Hingga dengan menggunakan *Software* STAAD Pro sebagai penunjang dan pembantu dalam proses perhitungan dan matematisnya. Dilakukan analisis pada tiga jenis portal yang dibedakan berdasarkan tata letak pengaku ganda berbentuk "K". Masing-masing jenis portal diberikan variasi jumlah lantai mulai dari dua, empat, enam hingga delapan lantai. Selai beban mati, beban hidup dan beban hujan, diberikan beban horisontal yang bekerja pada masing-masing tingkat dengan variasi nilai sesuai dengan peraturan pembebanan yang berlaku.

Berdasarkan dari analisis yang telah dilakukan pada tiga tipe portal dengan masing-masing tata letak pengakunya serta jumlah lantainya, maka dapat diambil beberapa kesimpulan dari data perpindahan lateral yang didapatkan. Variasi terhadap tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" pada portal baja bertingkat memberikan respon berupa hasil perpindahan lateral lateral yang berbeda-beda dalam menahan beban yang sama. Pengaku tersebut akan lebih efektif jika dipasang pada portal baja dengan jumlah lantai lebih dari empat. Tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" yang paling efektif dalam menahan beban horisontal pada portal baja bertingkat adalah tata letak pengaku dengan kedua pengakunya terletak di tengah-tengah bentang portal.

KATA PENGANTAR

Puji syukur bagi Allah SWT yang senantiasa melimpahkan rahmat dan hidayahNya sehingga kami dapat menyelesaikan skripsi kami dengan judul **“Pengaruh Tata Letak Pengaku (*Bracing*) Ganda Berbentuk “K” Terhadap Perpindahan Lateral Portal Baja Bidang Bertingkat”** sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Brawijaya.

Kami menyadari bahwa penyusunan skripsi ini tidak akan terwujud tanpa adanya bantuan dan dorongan dari berbagai pihak. Oleh karena itu pada kesempatan ini kami menyampaikan ucapan terima kasih dan penghargaan yang sebesar-besarnya sehingga skripsi ini dapat terselesaikan, yaitu kepada:

1. Bapak Ir. As'ad Munawir, MT selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya
2. Bapak Hendi Bowoputro, ST, MT selaku Sekretaris Jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya
3. Bapak Ir. Hendro Suseno, DEA, selaku dosen pembimbing
4. Bapak Dr. Ir. Agoes Soehardjono MD, MT, selaku dosen pembimbing
5. Bapak Ir. Sugeng P. Budio, MS, selaku dosen penguji
6. Seluruh Dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan banyak ilmu, nasehat dan bimbingan dari semester awal hingga akhir serta karyawan karyawan Jurusan Teknik Sipil
7. Teman-teman mahasiswa Sipil angkatan 2001 pada khususnya dan mahasiswa Teknik Sipil pada umumnya.

Dalam penyusunan ini masih terdapat berbagai kekurangan, untuk itu kami mengharapkan saran dan kritik untuk penyempurnaannya. Akhirnya kami berharap skripsi ini dapat berguna baik bagi penyusun maupun bagi pembaca.

Malang, Juli 2007

Penyusun



DAFTAR ISI

	Halaman
ABSTRAKSI	i
KATA PENGANTAR	ii
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	v
DAFTAR GAMBAR	vi
DAFTAR LAMPIRAN	vii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah.....	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Maksud dan Tujuan.....	2
1.5. Kegunaan Analisis	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Baja Struktur	4
2.2. Sifat Mekanik Bahan Baja	6
2.3. Bangunan Tinggi	10
2.4. Portal Baja.....	11
2.5. Portal Baja dengan Pengaku (<i>bracing</i>).....	12
2.6. Analisis Portal dengan Pengaku (<i>bracing</i>)	15
2.7. Analisis Struktur dengan Elemen Hingga.....	18
2.8. Software STAAD untuk Analisis Struktur	25
2.9. Desain Penampang Struktur Baja	28
2.10. Perencanaan Ketahanan Gempa.....	32
2.11. Pengaruh Posisi Pengaku Diagonal Terhadap Perpindahan Lateral....	34
BAB III METODE ANALISIS	
3.1. Deskripsi Portal ang Dibahas.....	36
3.2. Metode yang Digunakan.....	38
3.3. Prosedur Perhitungan dengan Metode Elemen Hingga	39
3.4. Pemodelan Struktur.....	40
3.5. Prosedur Analisis	41
3.6. Variabel Analisis.....	41
3.7. Rancangan Penelitian.....	41
3.8. Penyajian Hasil Analisis	42
3.9. Diagram Alir Pengerjaan Skripsi.....	43



BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Perencanaan Beban yang Bekerja Pada Balok.....	44
4.2. Data Perencanaan Perhitungan	64
4.3. Proses Perhitungan.....	67
4.4. Hasil Perhitungan.....	68
4.5. Pembahasan.....	91

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan	95
5.2. Saran	95

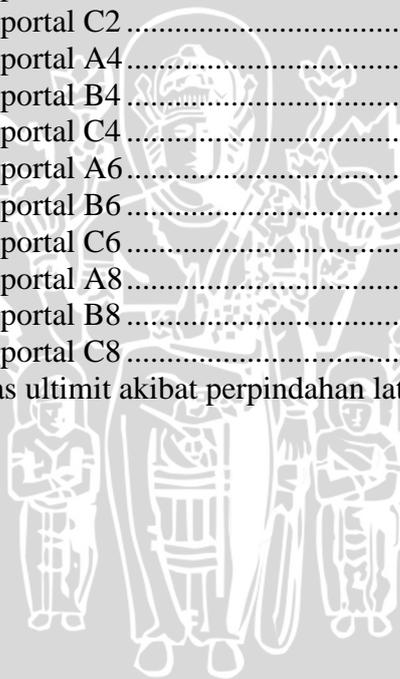
DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN



DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 2.1	Baja untuk bangunan dan jembatan 5
Tabel 2.2	Koefisien ζ yang membatasi waktu getar 33
Tabel 3.1	Rancangan penelitian 42
Tabel 4.1	Hasil perhitungan gaya geser akibat gempa pada portal 2 lantai 51
Tabel 4.2	Hasil perhitungan gaya geser akibat gempa pada portal 4 lantai 54
Tabel 4.3	Hasil perhitungan gaya geser akibat gempa pada portal 6 lantai 58
Tabel 4.4	Hasil perhitungan gaya geser akibat gempa pada portal 8 lantai 63
Tabel 4.5	Perpindahan lateral portal 2 lantai 82
Tabel 4.6	Perpindahan lateral portal 4 lantai 82
Tabel 4.7	Perpindahan lateral portal 6 lantai 82
Tabel 4.8	Perpindahan lateral portal 8 lantai 80
Tabel 4.9	Rasio simpangan portal A2 84
Tabel 4.10	Rasio simpangan portal B2 84
Tabel 4.11	Rasio simpangan portal C2 84
Tabel 4.12	Rasio simpangan portal A4 84
Tabel 4.13	Rasio simpangan portal B4 84
Tabel 4.14	Rasio simpangan portal C4 84
Tabel 4.15	Rasio simpangan portal A6 85
Tabel 4.16	Rasio simpangan portal B6 85
Tabel 4.17	Rasio simpangan portal C6 85
Tabel 4.18	Rasio simpangan portal A8 85
Tabel 4.19	Rasio simpangan portal B8 86
Tabel 4.20	Rasio simpangan portal C8 86
Tabel 4.21	Rasio kinerja batas ultimit akibat perpindahan lateral maksimum 91



DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 2.1 Diagram tegangan-regangan dari baja struktural	7
Gambar 2.2 Sebagian diagram tegangan regangan untuk baja struktural.....	8
Gambar 2.3 Diagram tegangan-regangan idealisasi untuk baja struktural	9
Gambar 2.4 Efek tipe struktur pada respon kantilever	11
Gambar 2.5 <i>Bracing</i> bebtuk “X”	13
Gambar 2.6 <i>Bracing</i> bebtuk “Z”	13
Gambar 2.7 <i>Bracing</i> bebtuk “K”	14
Gambar 2.8 Diagram gaya portal sederhana dengan pengaku berbentuk “K”	15
Gambar 2.9 Diagram gaya untuk portal bertingkat dengan pengaku tunggal “Z”	17
Gambar 2.10 Pelenturan balok dan balok kolom.....	19
Gambar 2.11 GUI dari STAAD	26
Gambar 2.12 Grafik hubungan antara defleksi lateral dan tingkat	34
Gambar 3.1 Portal baja tanpa pengaku	36
Gambar 3.2 Variasi portal baja yang akan dianalisis.....	37
Gambar 3.3 Rancangan grafik batang hasil penelitian	42
Gambar 4.1 Denah bangunan.....	44
Gambar 4.2 Diagram pembebanan pada balok yang berasal dari beban plat	45
Gambar 4.3 Beban mati portal 2,4,6 dan 8 lantai	64
Gambar 4.4 Beban hidup portal 2,4,6 dan 8 lantai	65
Gambar 4.5 Beban gempa portal 2,4,6 dan 8 lantai.....	66
Gambar 4.6 Grafik perpindahan lateral maksimum portal 2 lantai	87
Gambar 4.7 Grafik perpindahan lateral maksimum portal 4 lantai	87
Gambar 4.8 Grafik perpindahan lateral maksimum portal 6 lantai	87
Gambar 4.9 Grafik perpindahan lateral maksimum portal 8 lantai	88
Gambar 4.10 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal 2 lantai	88
Gambar 4.11 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal 4 lantai	88
Gambar 4.12 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal 6 lantai	89
Gambar 4.13 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal 8 lantai	89
Gambar 4.14 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal A.....	89
Gambar 4.15 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal B	90
Gambar 4.16 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal C	90

DAFTAR LAMPIRAN

Halaman

Lampiran 1	Hasil perhitungan kontrol balok, kolom dan pengaku	L- 1
Lampiran 2	Tabel profil baja	L-79



BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pada saat ini, untuk merencanakan struktur yang ekonomis dan rumit, tidak terlepas dari permasalahan keterbatasan lahan dan kepadatan penduduk yang tinggi. Hal ini menginspirasi semakin banyaknya pembangunan secara vertikal. Pembangunan gedung bertingkat banyak ini dirasa merupakan solusi nyata dalam mengatasi keterbatasan lahan. Solusi ini tidak berhenti sampai disini saja dengan adanya permasalahan-permasalahan kompleks pada pembebanan hingga bentuk struktur dalam rangka tercapainya desain yang aman dan ekonomis. Namun dengan adanya perkembangan yang pesat di bidang teknologi bahan konstruksi, baja yang merupakan salah satu bahan bangunan utama dengan kekuatan lebih besar dan dengan berbagai macam ukuran pada saat ini menjadi mudah didapat dan hal ini dirasa menjadi salah satu jawaban terhadap sekian banyak permasalahan yang ada.

Struktur portal baja merupakan struktur yang umum digunakan pada bangunan tinggi. Struktur ini mempunyai keunggulan dalam hal rasio antara berat sendiri dengan daya dukung beban yang dapat dipikulnya. Kekuatan utama portal justru bertumpu pada pola hubungan ortogonal balok dan kolom yang berfungsi sebagai batang terlentur.

Namun hal ini membawa dampak kerugian di aspek lain yaitu struktur menjadi langsing dan menjadi kurang menguntungkan pada perilaku responnya ketika menerima beban-beban dinamik yang umumnya bekerja secara horisontal. Untuk mengatasi hal tersebut digunakan berbagai sistem *bracing* untuk memperkaku struktur. Salah satu cara untuk mengurangi defleksi lateral tersebut dapat digunakan pengaku tunggal. Akan tetapi apabila diinginkan defleksi lateral yang lebih kecil, dapat digunakan pengaku ganda.

Berbagai macam model pengaku diterapkan pada bangunan tinggi dengan variasi bentuk untuk mendapatkan kombinasi antara portal dengan pengaku yang efektif dalam menahan beban horisontal. Sejauh ini telah dilakukan analisa terhadap pengaku ganda berbentuk "X" yang diterapkan pada portal baja untuk mengetahui keefektifan pengaku ganda pada bangunan tinggi. Terkait dengan hal tersebut, untuk

mendapatkan nilai perbandingan yang lebih jelas perlu diadakan analisa lebih lanjut mengenai kemungkinan pengaruh penggunaan bentuk pengaku lain terhadap perpindahan lateral.

1.2. Rumusan Masalah

Dari uraian yang disampaikan sebelumnya maka dapat dibuat rumusan masalah sebagai berikut :

1. Bagaimana pengaruh tata letak pengaku ganda berbentuk "K" terhadap perpindahan lateral pada portal baja bertingkat ?
2. Bagaimana pengaruh variasi jumlah lantai terhadap penggunaan pengaku ganda berbentuk "K" hubungannya dengan perpindahan lateral pada portal baja bertingkat ?
3. Tata letak pengaku ganda "K" yang mana yang paling efektif menahan beban horisontal yang diberikan ?

1.3. Batasan Masalah

Dengan melihat keterbatasan yang ada dan untuk menghindari penyebaran yang tidak sesuai dengan tujuan penulisan ini, maka diberikan beberapa batasan masalah sebagai berikut :

1. Jenis struktur portal baja bidang.
2. Struktur dianggap elastis linear.
3. Kondisi tumpuan portal adalah tumpuan jepit.
4. Tinggi, lebar, bentang dan jumlah tingkat dari portal yang dianalisis ditentukan.
5. Semua beban yang bekerja ditentukan.
6. Beban lateral dimodelkan sebagai beban gempa.
7. Kekakuan dari profil diseragamkan untuk jenis tata letak pengaku yang berbeda-beda.
8. Desain dan analisis struktur menggunakan software STAAD Pro.
9. Tidak dilakukan analisis ekonomi.

1.4. Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dari penelitian ini adalah :

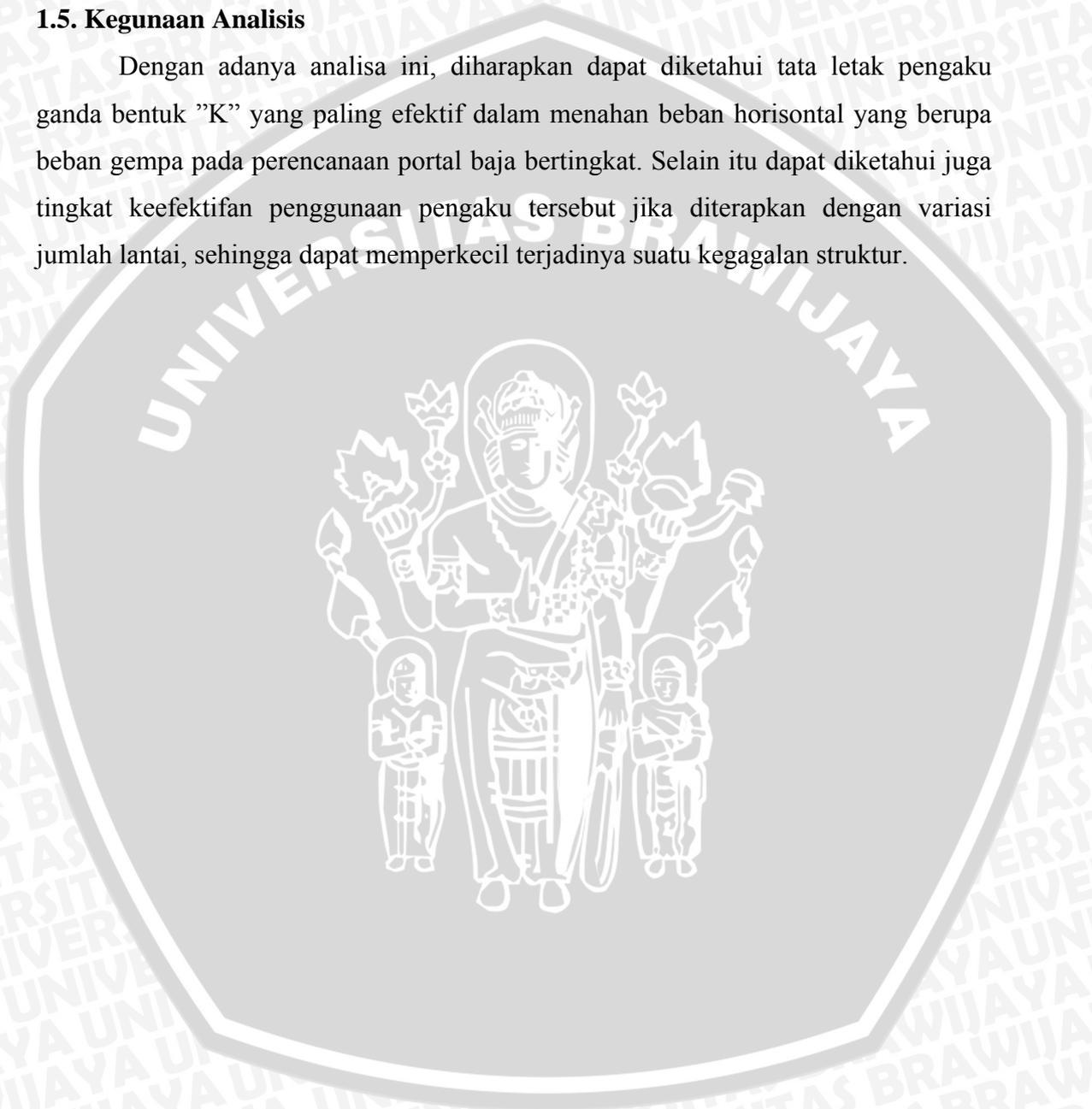
1. Mengetahui perilaku dan besarnya perpindahan portal baja bertingkat dengan

pengaku ganda bentuk “K” terhadap beban horisontal dengan tata letak yang berbeda dan penerapan variasi jumlah lantai.

1. Mengetahui tata letak pengaku ganda bentuk “K” yang paling efektif dalam menahan beban horisontal.

1.5. Kegunaan Analisis

Dengan adanya analisa ini, diharapkan dapat diketahui tata letak pengaku ganda bentuk ”K” yang paling efektif dalam menahan beban horisontal yang berupa beban gempa pada perencanaan portal baja bertingkat. Selain itu dapat diketahui juga tingkat keefektifan penggunaan pengaku tersebut jika diterapkan dengan variasi jumlah lantai, sehingga dapat memperkecil terjadinya suatu kegagalan struktur.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Baja Struktur

Hampir semenjak dintroduksikan sebagai bahan bangunan utama sampai dengan tahun 1960-an, baja yang digunakan menurut klasifikasi ASTM (*American Society for Testing Materials*) digolongkan sebagai bahan karbon A7 dengan spesifikasi tegangan leleh minimum sebesar 33 ksi. Selama itu, kebanyakan desainer sekedar menyebutkan kata "baja" saja tanpa identifikasi lebih lanjut. Tegangan ijin serta prosedur seperti yang dianjurkan oleh Spesifikasi AISC pun hanya berlaku untuk baja A7 saja. Pada saat itu baja struktur lainnya seperti baja paduan rendah yang khusus tahan korosi dan baja yang sudah siap dilas sudah tersedia. Namun masih jarang digunakan pada bangunan dan hanya kadangkala saja digunakan pada desain jembatan. Lain halnya dengan dewasa ini (1990-an), bagi desainer kini telah tersedia berbagai macam baja, sehingga bahan tersebut sudah mungkin digunakan dengan kekuatan yang lebih besar maupun pada tempat-tempat yang tegangannya sangat tinggi tanpa perlu memperbesar ukuran batangnya. (Salmon dan Johnson,1992)

Dalam penggunaannya sebagai bahan struktur, baja mempunyai kelebihan dan kekurangan dibandingkan dengan material yang lain. Bahan baja mampu menahan beban yang besar dengan ukuran yang kecil dan berat sendiri yang ringan. Dengan kata lain, dengan kekuatan yang sama bahan baja lebih kecil dalam ukuran dan lebih ringan jika dibandingkan dengan bahan lainnya. Hal ini dibutuhkan pada jembatan bentang panjang maupun pada gedung-gedung tinggi. Baja adalah liat yang berarti kuat dan daktil. Meskipun telah mengalami deformasi, baja masih bisa bertahan terhadap beban yang besar yang berarti selama proses fabrikasi dan pembangunan diijinkan dilakukan pembengkokan, dipalu ataupun dilubangi tanpa terjadi kerusakan yang nyata. Kelebihan lainnya adalah pada struktur baja dapat dilakukan pembongkaran atau penggantian beberapa batang baja untuk menambah kekuatan dan dapat digunakan lagi setelah struktur dibongkar. Kekurangan bahan baja antara lain adalah tidak tahan terhadap korosi dan ketahanan terhadap api yang rendah sehingga dibutuhkan pengecatan serta perawatan terhadap panas tinggi atau metode lain sebagai proteksi secara berkala yang berarti membutuhkan biaya tinggi. Selain itu perlu diwaspadai adanya bahaya tekuk (*buckling*) pada bentang panjang, kelelahan (*fatigue*)

saat menghadapi tegangan yang bervariasi serta bahaya getas (*brittle fracture*) pada lokasi tegangan terkonsentrasi. (Kazimi dan Jindal, 1981; Cormac dan Nelson, 2003)

Tabel 2.1. Baja untuk bangunan dan jembatan

Steel Type	ASTM Designation	F_y (ksi)	F_u (ksi)	Thickness (in.)	Common Usage
Carbon	A36	32	58-80	Over 8	General; buildings
		36	58-80	To 8	General; buildings
	A529 Grade 42	42	60-85	To 0.5	Metal building systems
		50	70-100	To 1.5	Metal building systems
High-strength low-alloy	A441	40	60	4-8	Welded construction
		42	63	1.5-4	Welded construction
		46	67	0.75-1.5	Welded construction
	A572 Grade 42	50	70	To 0.75	Welded construction
		42	60	To 6	Buildings; bridges
		50	65	To 2	Buildings; bridges
		60	75	To 1.25	Buildings; bridges
A572 Grade 60	60	75	To 1.25	Buildings; bridges	
	65	80	To 1.25	Buildings; bridges	
Corrosion resistant High-strength, low-alloy	A242	42	63	1.5-4	Bridges
		46	67	0.75-1.5	Bridges
		50	70	To 0.75	Bridges
Quenched & tempered low-alloy	A588	42	63	5-8	Weathering steel
		46	67	4-5	Weathering steel
		50	70	To 4	Weathering steel bridges
Quenched and tempered alloy	A514	90	100-130	2.5-6	Plates for welding
		100	110-130	To 2.5	Plates for welding
Quenched and tempered alloy	A852	70	110-190	To 4	Plates for welding

Sumber : Smith, 1996

Sebagian besar baja tersusun dari besi, tetapi mengandung sejumlah kecil bahan kimia untuk menghasilkan sifat-sifat fisik yang diinginkan seperti kekuatan (*strength*), kekerasan (*hardness*), daktilitas (*ductility*), keuletan (*toughness*), dan ketahanan terhadap korosi. Karbon adalah bahan tambahan yang paling penting. Meningkatkan kadar karbon akan meningkatkan kekuatan dan kekerasan tetapi menurunkan daktilitas dan keuletan. Mangan, silikon, kopper, chrom, columbium, molybdenum, nikel, posphor, vanadium, zirconium dan aluminium adalah beberapa bahan tambahan lain yang mungkin ditambahkan pada baja struktur. Baja untuk struktur dengan tempa panas dapat diklasifikasikan menjadi baja karbon (*carbon steel*), baja paduan rendah berkekuatan tinggi (*high-strength low-alloy steel*), dan baja Paduan (*alloy Steel*). Selain besi, baja karbon mengandung campuran dengan persentase maksimum 1,7% karbon, 1,65% mangan, 0,60% silikon dan 0,60% kopper. Baja karbon dibagi menjadi empat kategori berdasarkan persentase karbonnya,

yaitu baja karbon rendah (kurang dari 0,15%), baja karbon lunak (0,15 – 0,29%), baja karbon sedang (0,30 – 0,59%) dan baja karbon tinggi (0,60 – 1,70%). (Smith, 1996)

2.2. Sifat Mekanis Bahan Baja

Sifat mekanis baja yang paling penting adalah kekuatan (*strength*), elastisitas dan plastisitas yang ditandai adanya tegangan dan perpanjangan serta kecenderungannya menjadi getas (*brittle fracture*). Sifat-sifat ini akan dibahas lebih lanjut pada paragraf berikut :

2.2.1 Sifat Baja Dalam Kondisi Tarik

Sifat mekanis yang sangat penting pada baja dapat diperoleh dari uji tarik. Uji ini melibatkan pembebanan tarik sampel baja dan bersamaan dengan itu dilakukan pengukuran beban dan perpanjangan sehingga akan diperoleh tegangan dan regangan, yang dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut : (Spiegel dan Limbrunner, 1991)

$$f_t = \frac{P}{A} \quad (2-1)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_o}{L_o} \quad (2-2)$$

dengan :

f_t = tegangan tarik yang dihitung (ksi)

P = beban tarik yang diberikan (kips)

A = luas penampang melintang sampel tarik (in²)

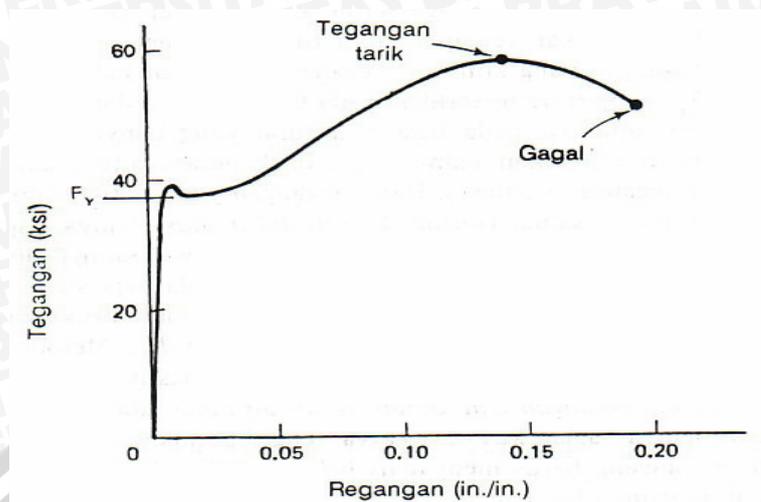
harga ini diasumsikan konstan selama uji dilakukan; pengurangan luas penampang diabaikan

ε = regangan (in/in)

ΔL_o = perpanjangan atau perubahan panjang antara dua titik acuan pada sampel tarik (in)

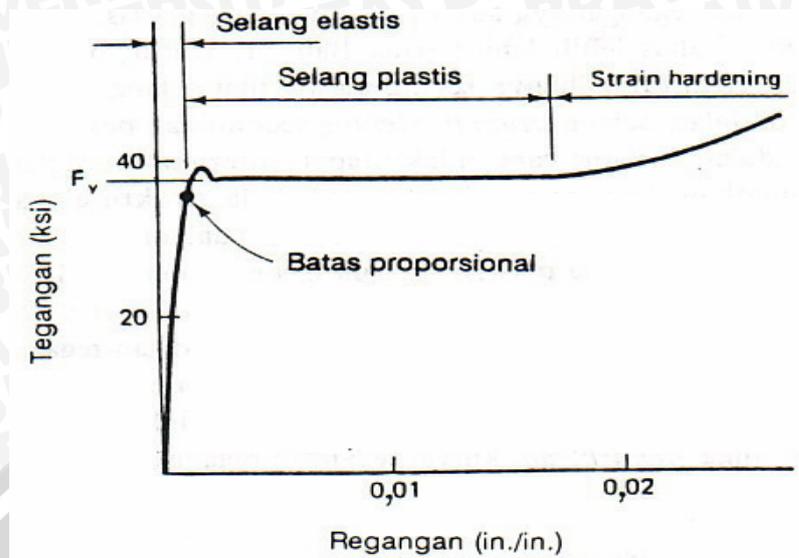
L_o = panjang semula diantara dua titik acuan (dapat berupa tanda berlubang) pada sampel tarik sebelum dibebani (in)

Sampel ini dibebani sampai hancur. Hasil uji ini ditunjukkan dalam diagram tegangan-regangan. Pada Gambar 2.1 diperlihatkan diagram tegangan-regangan untuk baja struktural yang umum digunakan. (Spiegel dan Limbrunner, 1991)



Gambar 2.1. Diagram tegangan-regangan dari baja struktural (sumber : Spiegel dan Limbrunner, 1991)

Akibat dibebani, sampel tarik ini pada awalnya menunjukkan hubungan linier antara tegangan dan regangan. Titik dimana hubungan tegangan dan regangan menjadi tidak linier disebut limit proporsional. Hal ini ditunjukkan dalam Gambar 2.2 dimana bagian kiri dari Gambar 2.1 diperlihatkan dengan skala besar. Baja tersebut tetap elastis (artinya apabila beban dihilangkan akan kembali ke panjang semula) asalkan tegangannya tidak melampaui harga sedikit diatas limit proporsional yang disebut limit elastis. Limit proporsional dan limit elastis sangat dekat harganya, sehingga sering kali dianggap titik yang sama. Dengan menambah bebannya, akan tercapai suatu titik dimana regangan sangat bertambah pada harga tegangan yang konstan. Tegangan pada saat hal ini terjadi di sebut tegangan leleh, F_y . Pada Gambar 2.2 juga diperlihatkan bahwa F_y adalah besarnya tegangan untuk daerah horisontal kurva tegangan-regangan. Harga tegangan yang sedikit lebih besar yang ada sesudah limit proporsional (sering disebut leleh atas) hanya dapat tercapai sesaat dan tidak stabil. Bagian kurva mulai dari titik awal sampai limit proporsional disebut selang elastis. Pada dewasa ini, hampir semua baja struktural dirancang sedemikian rupa, sehingga tegangan aktual dalam elemen struktural tidak melebihi tegangan izin, yaitu tegangan dibawah titik leleh F_y . Metode desain demikian, yaitu mempertahankan tegangan didalam selang elastis disebut dengan berbagai nama, yaitu desain tegangan izin, desain tegangan tenaga kerja atau desain elastis. (Spiegel dan Limbrunner, 1991)



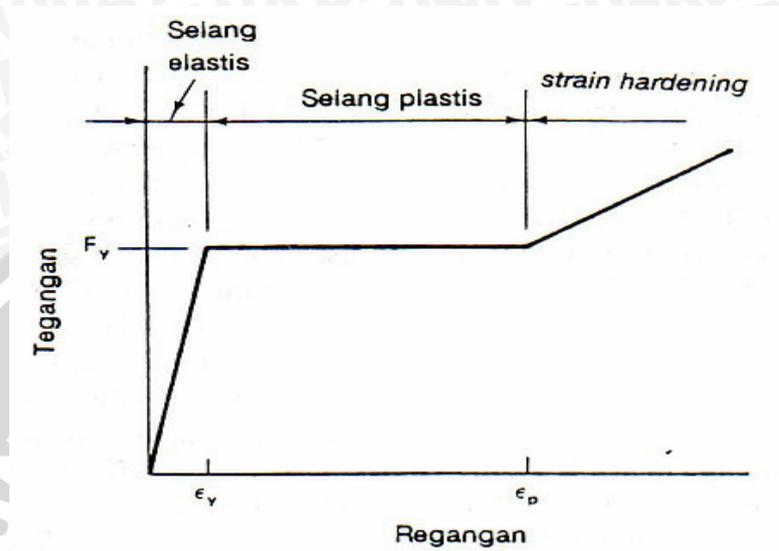
Gambar 2.2. Sebagian diagram tegangan-regangan untuk baja struktural
(Sumber : Spiegel dan Limbrunner, 1991)

Dalam Gambar 2.2 terlihat bahwa apabila telah melampaui limit proporsionalnya, baja akan masuk kedalam selang plastis dan regangannya akan konstan pada tegangan sebesar F_y . Pada saat ini baja terus meregang, lama kelamaan akan dicapai titik dimana kapasitas pikul bebannya bertambah. Fenomena bertambahnya kekuatan ini disebut *strain hardening*. Sekalipun desain elastis hingga saat ini masih merupakan cara yang banyak digunakan, ada metode desain lain yang membolehkan sebagian dari penampang elemen struktur mengalami tegangan F_y dan regangannya ada didalam selang plastis. Hal ini disebut desain plastis. Untuk berbagai tujuan praktis didalam desain struktural, hanya selang elastis dan selang plastis yang ditinjau karena regangan didalam selang *strain hardening* sedemikian besarnya sehingga deformasinya terletak dalam selang yang tidak dapat diterima di dalam desain. (Spiegel dan Limbrunner, 1991)

Gambar 2.3 memperlihatkan diagram idealisasi untuk baja yang cukup untuk tujuan ilustrasi hubungan tegangan-regangan baja. Di dalam Gambar 2.3 tersebut, regangan pada limit atas selang plastis ϵ_p , cukup dekat dengan 10 sampai 15 kali regangan pada titik leleh ϵ_y . Kemiringan kurva tegangan-regangan didalam selang elastis dinyatakan oleh modulus elastisitas E (atau modulus *Young*) yang besarnya

merupakan konstanta proporsional antara tegangan dengan regangan didalam selang elastis. (Spiegel dan Limbrunner, 1991)

$$E = \frac{\text{tegangan}}{\text{regangan}} = \frac{ft}{\epsilon} \quad (2-3)$$



Gambar 2.3. Diagram tegangan-regangan idelisasi untuk baja struktural
(Sumber : Spiegel dan Limbrunner, 1991)

2.2.2 Daktilitas dan sifat getas serta kekuatan dan keuletan

Daktilitas adalah kemampuan untuk berdeformasi plastis sebelum terjadinya keruntuhan. Penggunaan material tersebut dalam suatu struktur dapat memberikan peringatan kegagalan struktur dengan menunjukkan adanya deformasi yang besar sebelum keruntuhan. Material getas mempunyai sedikit atau bahkan tidak sama sekali kemampuan berdeformasi plastis sebelum runtuh, bahkan dapat terjadi keruntuhan mendadak. Dengan tidak ada tanda-tanda keruntuhan maka faktor keamanan yang besar sangat dibutuhkan pada perencanaan struktur yang menggunakan material getas. (Kazimi dan Jindal, 1981)

Kekuatan (*strength*) dan keuletan (*toughness*) didefinisikan sebagai kemampuan menahan beban dan kemampuan menyerap energi secara berturut-turut. Kuat tarik dapat diukur dengan membagi beban total pada saat kegagalan dengan luas penampang melintang. Sedangkan keuletan diwujudkan sebagai luasan total dibawah kurva tegangan-regangan sampai dengan titik terjadinya keruntuhan. (Kazimi dan Jindal, 1981)

Daktilitas, sifat getas (*brittleness*), kekuatan (*strength*) dan keuletan (*toughness*) adalah keseluruhan kerja pada sampel hingga terjadi suatu kegagalan. Jadi dapat dilihat bahwa material getas pasti akan mempunyai nilai keuletan yang rendah meskipun mungkin kekuatannya jauh lebih tinggi dari material daktil. Keuletan (*toughness*) merupakan kemampuan khusus menahan beban kejut, sehingga dalam menentukan nilainya dilakukan uji beban kejut. Struktur baja merupakan material yang mempunyai keuletan yang tinggi dan dapat menahan beban dinamis. (Kazimi dan Jindal, 1981)

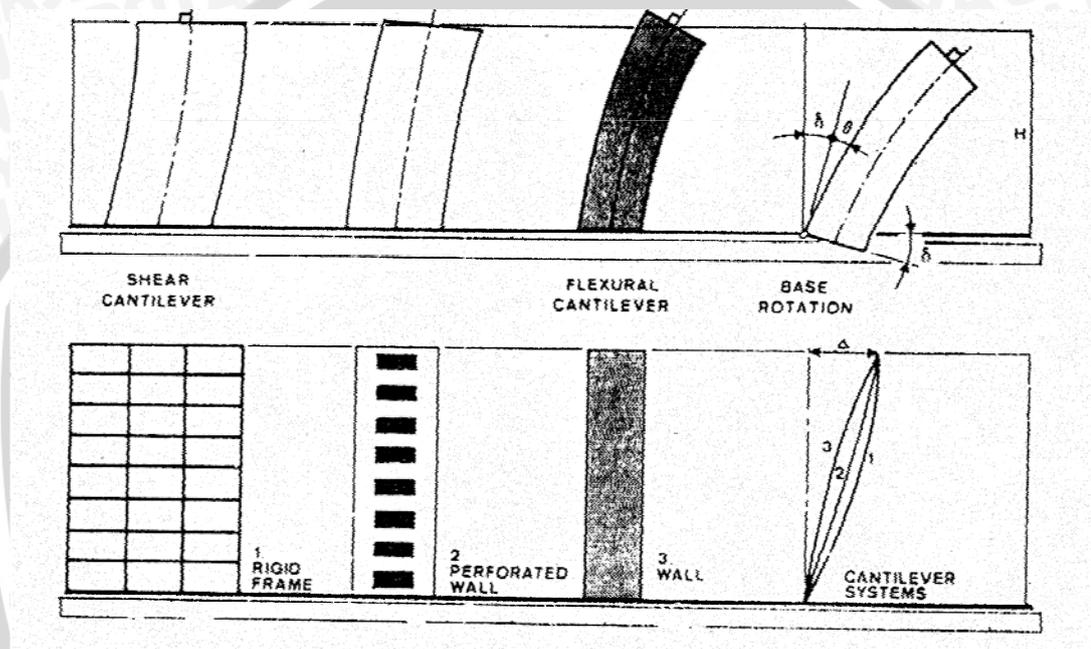
2.3. Bangunan Tinggi

Dalam bidang perencanaan struktur, bangunan bertingkat banyak dikategorikan sebagai bangunan tinggi apabila beban horisontal baik beban angin ataupun beban gempa diperhitungkan pada saat perencanaan. Perencanaan ini diutamakan pada bangunan berdinding ringan dan menggunakan pelindung api serta partisi internal. Pada struktur tersebut beban mati tidak cukup besar untuk menyediakan stabilitas. Portal harus cukup kaku untuk membatasi defleksi hingga batas maksimal defleksi yang bisa diterima. Pada umumnya defleksi dibatasi hingga $1/500 H$ untuk mencegah goyangan yang menyebabkan ketidaknyamanan penghuni (MacGinley, 1989)

Pada bangunan tinggi, gaya lateral sama pentingnya seperti beban gravitasi. Tekanan angin yang tinggi pada sisi bangunan menghasilkan momen. Mungkin momen ini dapat ditahan oleh kekuatan aksial kolom. Akan tetapi gaya geser horisontal pada masing-masing tingkat begitu besar hingga membutuhkan pengaku atau sambungan penahan momen. Jika tidak terjadi keretakan, lantai dan dinding menyediakan kekakuan yang cukup bagi bangunan meskipun terkadang sebagian kekakuan tersebut ditahan oleh pengaku lateral, tetapi sangat sulit untuk memperkirakannya. Saat ini begitu banyak bangunan modern yang ringan, dimana portal baja diasumsikan untuk menyediakan pengaku lateral yang diperlukan. (Cormac dan Nelson, 2003)

Bangunan tinggi pada Gambar 2.4 merespon beban lateral sebagai *flexural cantilever* dimana struktur terdiri dari portal dengan dinding geser atau pengaku. Umumnya sistem ini dikontrol melalui rotasi karena telah mempunyai kekakuan terhadap geser yang tinggi yang disediakan oleh dinding masif atau gaya aksial batang diagonal sehingga perpindahan akibat geser dapat diabaikan. Di lain pihak, bangunan

tinggi dapat bertindak sebagai *shear cantilever* ketika strukturnya merupakan portal kaku dengan gaya geser ditahan oleh girder dan kolom. Dalam hal ini efek rotasi, misalnya perpendekan aksial dan perpanjangan kolom dapat diabaikan pada perencanaan awal. Kombinasi kedua sistem tersebut, yaitu portal kaku dengan batang diagonal dapat menghasilkan defleksi berbentuk kurva *S* dengan tipe struktur portal kaku (*shear cantilever*) berada diatas struktur *flexural cantilever*. Sistem tersebut berlaku pada bangunan tinggi dimana dinding geser atau pengaku cukup langsing. (Schueller,1991)



Gambar 2.4. Efek tipe struktur pada respon kantilever
(Sumber : Schueller, 1991)

2.4. Portal Baja

Rangka portal bidang tersusun dari batang-batang lentur yang saling disambung menyusun konfigurasi berkeliling menyerupai bidang. Kehandalan komponen rangka portal terletak pada kemampuannya untuk melentur disamping kekuatan dan kekakuan aksial. Kekuatan utama portal justru bertumpu pada pola hubungan ortogonal balok dan kolom yang berfungsi sebagai batang terlentur. (Istimawan Dipohusodo, 2001)

Dengan penggunaan sistem portal ini maka diharapkan akan dapat mempermudah dalam analisis perhitungan struktur dari suatu gedung. Selain keuntungan diatas, sistem portal yang hanya menggambarkan keadaan suatu struktur secara dua dimensi masih terdapat kelemahan dimana dimungkinkan adanya suatu

penyesuaian untuk keadaan sesungguhnya yang merupakan suatu konsep tiga dimensi (Salmon dan Johnson, 1990).

Secara umum struktur portal dapat diklasifikasikan atas dua tipe yaitu : (Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)

1. Portal terbuka

Sistem ini pada umumnya hanya direncanakan untuk bangunan-bangunan yang tidak terlalu tinggi (tiga sampai empat tingkat).

2. Sistem portal dengan pengaku (*bracing*)

Pemasangan elemen pengaku (*bracing*) tersebut bertujuan untuk menambah kekakuan dan kekuatan struktur terutama bangunan bertingkat yang harus mampu memikul beban horisontal.

Pada struktur baja, elemen pengaku (*bracing*) dapat berupa :

- Dinding geser dari beton bertulang
- Batang-batang diagonal
- Diafragma (misalnya dengan *folded plate* baja)

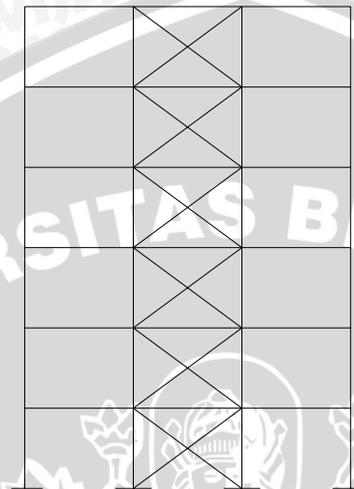
2.5. Portal Baja dengan Pengaku (*Bracing*)

Pada struktur portal baja tanpa pengaku diagonal, sambungan antara kolom dan balok merupakan sambungan standar dimana portal tersebut kurang memiliki daya tahan terhadap gaya lateral. Dengan mengasumsikan join sebagai simpul-simpul lemah terhadap gaya geser, maka portal akan terdefleksi kesamping dan dapat roboh dengan cepat karena struktur tidak stabil. Untuk menahan defleksi tersebut metode sederhana telah diterapkan dengan menambahkan pengaku diagonal. Biasanya pengaku diagonal diletakkan dalam dinding solid, disekeliling ruang elevator, tangga dan dinding tertutup lainnya. (Cormac dan Nelson, 2003)

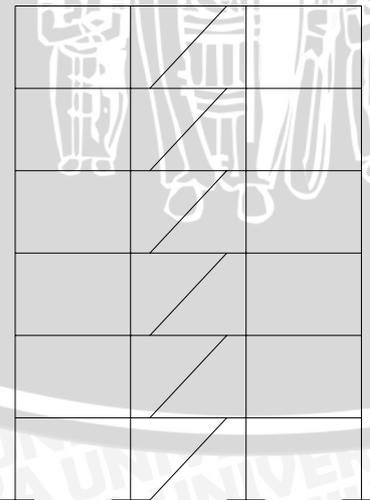
Sistem bracing dapat diterapkan untuk bangunan bertingkat banyak. Untuk gedung yang dibangun pada daerah gempa, suatu peraturan (Uniform Building Code) hanya mengizinkan ketinggian maksimum 160 ft (54 m) bagi struktur bracing yang berbentuk rangka batang. Untuk gedung-gedung yang lebih tinggi dari 54 m, sistem bracing masih dapat dipergunakan asalkan bracing tersebut dikombinasikan dengan portal-portal daktil dimana portal-portal daktil tersebut direncanakan untuk memikul 25% beban lateral total. (Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)

Bentuk geometri dari pengaku (*bracing*) secara umum dapat dibedakan atas 3 tipe, yaitu : (Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)

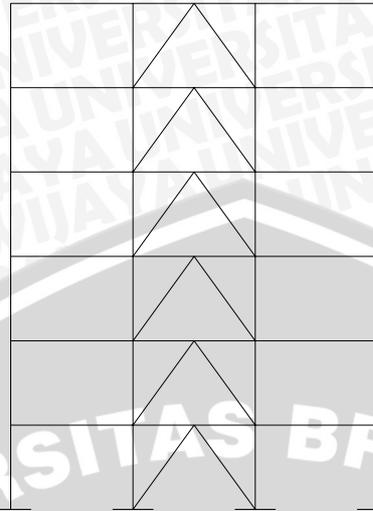
- ❖ Bracing bentuk “Z”
- ❖ Bracing bentuk “X”
- ❖ Bracing bentuk “K”



Gambar 2.5 *Bracing* bentuk “X”
(Sumber : Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)



Gambar 2.6 *Bracing* bentuk “Z”
(Sumber : Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)



Gambar 2.7 *Bracing* bentuk “K”
(Sumber : Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)

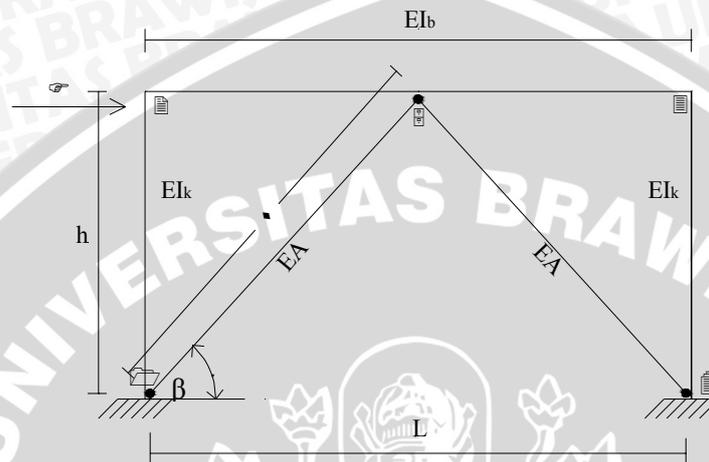
Konsep perencanaan struktur sistem bracing dapat dibedakan atas dua metode pendekatan: (Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)

- a. Batang-batang diagonal dianggap tidak mampu memikul beban *aksial* tekan. Dengan demikian hanya batang-batang diagonal tarik saja yang diperhitungkan. Untuk anggapan ini apabila tipe bracing adalah “X” maka dalam analisis struktur identik dengan bracing “Z”. Pada umumnya elemen-elemen diagonal dapat direncanakan dari batang-batang langsing, yaitu jenis profil yang hanya mampu memikul gaya aksial tarik. Mengingat kelangsingan batang diagonal yang dipasang pada prinsipnya hubungan antara batang tersebut dengan elemen struktur lainnya (balok, kolom) dapat dianggap sebagai sendi (profil langsing biasanya memikul momen lentur yang relatif sangat kecil).
- b. Batang-batang diagonal direncanakan mampu untuk memikul gaya aksial tekan. Untuk itu elemen diagonal harus mempunyai kelangsingan yang cukup.

2.6. Analisis Portal dengan Pengaku (*bracing*)

2.6.1. Portal Sederhana dengan Pengaku (*bracing*) berbentuk "K"

Dengan adanya beberapa macam fungsi batang dalam suatu portal, maka portal tersebut akan dilakukan suatu analisa lebih lanjut mengenai gaya-gaya serta besaran-besaran yang terjadi di dalam tiap-tiap elemen dari portal tersebut. Sebagai tahap awal diambil portal sederhana dengan pengaku diagonal "K"



Gambar 2.8 Diagram gaya portal sederhana dengan pengaku berbentuk "K"
(Sumber : Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)

Jika perpindahan dan rotasi titik-titik kumpul 2 dan 3, yaitu berturut ϕh , a_2 , a_3 , dipergunakan sebagai variabel-variabel mandiri, maka energi regangan internal untuk unsur-unsur portal adalah sebagai berikut : (Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)

- Balok :

$$U_{balok} = \frac{2EI_b}{L} [a_2^2 + a_2a_3 + a_3^2] = K_b [a_2^2 + a_2a_3 + a_3^2] \quad (2-4)$$

- Kolom :

$$\begin{aligned} U_{kolom} &= \frac{2EI_k}{h} [a_2^2 - 3\phi a_2 + 3\phi^2] + \frac{2EI_k}{h} [a_3^2 - 3\phi a_3 + 3\phi^2] \\ &= K_k [a_2^2 + a_3^2 - 3\phi(a_2 + a_3) + 6\phi^2] \end{aligned} \quad (2-5)$$

- Batang pengaku (*bracing*) :

$$U_{batang} = 2 \times \frac{EA}{2s} (\delta \cos \beta)^2 = K_s (\phi h \cos \beta)^2 \quad (2-6)$$

dimana :

- E = modulus elastisitas material
 I_b = inersia balok
 L = panjang balok
 a_i = perpindahan titik kumpul i
 I_k = inersia kolom
 h = panjang kolom
 ϕ = rotasi titik kumpul
 A = luas penampang melintang pengaku
 s = panjang pengaku
 δ = defleksi lateral = ϕh

Energi potensial eksternal :

$$\Omega = -F\delta = -F\phi h \quad (2-7)$$

Jadi energi potensial total :

$$\begin{aligned}
 V &= U + \Omega \\
 &= K_b [a_2^2 + a_2 a_3 + a_3^2] + K_k [a_2^2 + a_3^2 - 3\phi(a_2 + a_3) + 6\phi^2] + \\
 &\quad K_s (\phi h \cos \beta)^2 - F\phi h
 \end{aligned} \quad (2-8)$$

Dengan menggunakan Prinsip Energi Potensial Stasioner maka :

$$\frac{\partial V}{\partial a_2} = 0 \longrightarrow K_b (2a_2 + a_3) + K_k (2a_2 - 3\phi) = 0 \quad (2-9a)$$

$$\frac{\partial V}{\partial a_3} = 0 \longrightarrow K_b (2a_3 + a_2) + K_k (2a_3 - 3\phi) = 0 \quad (2-9b)$$

$$\frac{\partial V}{\partial \phi} = 0 \longrightarrow K_k (12\phi - 3a_2 - 3a_3) + 2K_s h^2 \cos^2 \beta \phi - Fh = 0 \quad (2-9c)$$

Persamaan-persamaan (2.9a), (2.9b), dan (2.9c) disusun kembali dalam bentuk matriks sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix}
 2(K_b + K_k) & K_b & -3K_k \\
 K_b & 2(K_b + K_k) & -3K_k \\
 -3K_k & -3K_k & \left(12K_k + K_s \frac{h^2 L^2}{2s^2}\right)
 \end{bmatrix}
 \begin{Bmatrix}
 a_2 \\
 a_3 \\
 \phi
 \end{Bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 0 \\
 0 \\
 Fh
 \end{Bmatrix} \quad (2-10)$$

Dari Persamaan (2-10) diperoleh :

$$a_2 = a_3 = \frac{3K_k}{3K_b + 2K_k} \phi \quad (2-11)$$

$$\phi = \frac{Fh}{\left[\frac{6K_k(6K_b + K_k)}{3K_b + 2K_k} + \frac{K_s h^2 L^2}{2s^2} \right]} \quad (2-12)$$

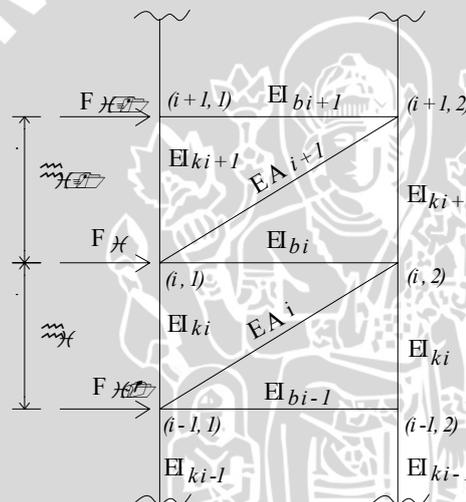
Dengan menggunakan rumus *slope deflection* serta Persamaan (2-11) dan Persamaan (2-12), maka gaya-gaya dalam dapat ditentukan.

Perpindahan horisontal titik kumpul 2 dan 3 adalah :

$$\delta = \phi h = \frac{Fh^2}{\frac{6K_k(6K_b + K_k)}{3K_b + 2K_k} + \frac{K_s h^2 L^2}{2s^2}} \quad (2-13)$$

Dalam hal ini diasumsikan bahwa perubahan panjang balok dan kolom diabaikan.

2.6.2. Portal Bertingkat dengan Pengaku Diagonal Tunggal “Z”



Gambar 2.9. Diagram Gaya untuk Portal Bertingkat dengan Pengaku Tunggal “Z”
(Sumber : Sosrowinarso & Ananta Sofwan, 1989)

Dari uraian sebelumnya dapat disimpulkan bahwa $a_2 = a_3$, sehingga untuk tingkat ke $-i$ berlaku pula : (Sosrowinarso dan Ananta Sofwan, 1989)

$$a_{i,1} = a_{i,2} = a_i \quad \text{dst}$$

Dengan demikian energi regangan atau energi potensial internal untuk tingkat ke $-i$ ialah sebagai berikut :

- Balok :

$$U_{balok} = \frac{2EI_i}{L_i} [a_{i,1}^2 + a_{i,1}a_{i,2} + a_{i,2}^2] \quad (2-14a)$$

$$= 3K_{b_i} a_i^2 \quad (2-14b)$$

- Kolom :

$$U_{kolom} = 2K_{k_i} \left[a_{i-1}^2 + a_{i-1}a_i + a_i^2 - 3\phi_i(a_{i-1} + a_i) + 3\phi_i^2 \right] + 2K_{k_{i+1}} \left[a_i^2 + a_i a_{i+1} + a_{i+1}^2 - 3\phi_{i+1}(a_i + a_{i+1}) + 3\phi_{i+1}^2 \right] \quad (2-15a)$$

$$K_{k_i} = \frac{2K_{k_i}}{h_i} \quad (2-15b)$$

$$K_{k_{i+1}} = \frac{2EI_{k_{i+1}}}{h_{i+1}} \quad (2-15c)$$

- Batang pengaku (*bracing*) :

$$U_{batang} = \frac{1}{2} K_{d_i} \left(\frac{h_i L}{d_i} \right)^2 \phi_i^2 + \frac{1}{2} K_{d_{i+1}} \left(\frac{h_{i+1} L}{d_{i+1}} \right)^2 \phi_{i+1}^2 \quad (2-16a)$$

$$K_{d_i} = \frac{EA_i}{d_i} \quad (2-16b)$$

$$K_{d_{i+1}} = \frac{EA_{i+1}}{d_{i+1}} \quad (2-16c)$$

Energi potensial eksternal ialah:

$$\Omega = -F_i \delta_i = -F_i (\delta_{i-1} + \phi_i h_i) \quad (2-17)$$

Jadi energi potensial total V_i untuk tingkat ke i dapat diperoleh dari penjumlahan Persamaan-Persamaan (2-14b), (2-15a), (2-16a) dan (2-17)

Prinsip Energi Potensial Stasioner menghasilkan :

$$\frac{\partial V_i}{\partial a_i} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial V_i}{\partial \phi_i} = 0 \quad ; \quad \frac{\partial V_i}{\partial \phi_{i+1}} = 0 \quad (2-18)$$

Pada portal bertingkat dengan pengaku "K" mempunyai rumus energi regangan internal balok dan kolom yang sama seperti pada portal bertingkat dengan pengaku "Z". Sedangkan energi regangan internal untuk batang diagonal disesuaikan terhadap portal sederhana dengan pengaku "K" dengan mempertimbangkan kedudukannya sebagai portal bertingkat.

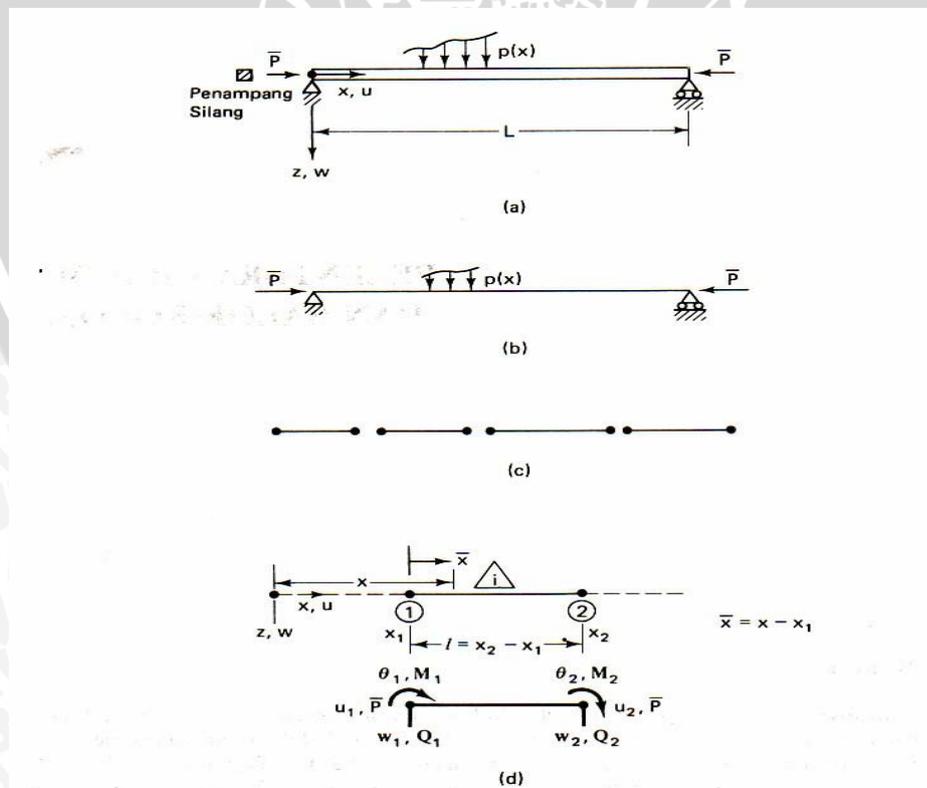
2.7. Analisis Struktur dengan Elemen Hingga

Portal bidang pada dasarnya dapat diselesaikan dengan metode analisis struktur dengan matriks dengan prinsip metode perpindahan 1 satuan, dimana dengan metode ini kita memerlukan matriks kekakuan untuk setiap elemen. Untuk mendapatkan perpindahan titik buhul pada struktur, matriks kekakuan tiap elemen kita rakit menjadi matriks kekakuan global. Untuk merakit matriks kekakuan elemen

(lokal) menjadi matriks kekakuan global diperlukan proses transformasi [T]. Matriks [T] didefinisikan sebagai matriks transformasi koordinat dari sistem koordinat elemen (lokal) ke dalam sistem koordinat global (struktur). Namun kelemahan dalam analisis ini adalah hanya didapat gaya-gaya dalam pada titik simpul, sehingga untuk mendapatkan gaya-gaya dalam pada lapangan harus menggunakan freebody diagram. Selain itu, untuk mendapatkan gaya-gaya dalam ujung elemen, kita harus memecahkan persamaan kekakuan global menjadi persamaan kekakuan lokal melalui proses transformasi lagi. Oleh karena itu untuk selanjutnya kita melakukan analisis struktur dengan Metoda Elemen Hingga. (Nasution 2002)

Konsep dasar yang melandasi metode elemen hingga yaitu prinsip diskritisasi yang sudah banyak digunakan dalam usaha manusia. Selanjutnya setiap komponen diperiksa secara terpisah dan akhirnya sifat-sifat (kekakuan) ditetapkan. Bagian-bagian tersebut kemudian dirakit, sehingga hukum-hukum kesetimbangan dan syarat kesinambungan fisis di setiap daerah pertemuan dapat dilaksanakan. Adapun langkah-langkah dalam penyelesaian Metode Elemen Hingga disampaikan berikut ini : (Desai, 1996).

2.7.1 Diskritisasi dan Memilih Konfigurasi Elemen



Gambar 2.10. Pelenturan balok dan balok-kolom.
(Sumber : Desai,1996)

Diskritisasi menyangkut pembagian benda menjadi sejumlah benda kecil yang sesuai, yang dinamakan elemen-elemen hingga. Perpotongan antara sisi-sisi elemen dinamakan simpul atau titik simpul, dan permukaan antara elemen-elemen disebut garis simpul dan bidang simpul. Seberapa kecil elemen-elemen tersebut dibagi tergantung pada jumlah faktor yang akan dibahas dan jenis elemen yang digunakan tergantung pada karakteristik rangkaian kesatuan dan idealisasi yang kita pilih untuk digunakan. (Desai, 1996)

Dengan idealisasi satu dimensi balok dapat diganti dengan suatu garis lurus (Gambar 2.106-b), dengan kekakuan F yang digumpalkan pada garis tersebut. Sekarang balok yang diidealisasi didiskritisasi menjadi elemen-elemen garis satu dimensi (Gambar 2.106-c). Suatu elemen umum ditunjukkan pada Gambar 2.106-d. (Desai, 1996)

2.7.2 Memilih Model dan Fungsi Pendekatan

Pada tahap ini dilakukan pemilihan secara teoritis atau awal dari fungsi-fungsi matematis untuk menyatakan bentuk elemen yang berubah karena adanya pembebanan dengan mengikuti hukum, prinsip dan batasan atau syarat batas yang sudah menjadi sifat persoalan. (Desai, 1996)

Fungsi pendekatan dalam suatu elemen harus kontinu, dengan kata lain fungsi tersebut memberikan nilai dengan variasi yang agak halus, dan variasi ini tidak menyangkut pembukaan, tumpang tindih atau lompatan. Jadi, fungsi pendekatan harus sedemikian rupa sehingga perpindahan simpul diantara simpul-simpul yang berbatasan adalah sama. (Desai, 1996)

Jika sebagai tambahan pada beban lateral balok mengalami suatu beban aksial yang konstan \bar{P} , maka balok juga bekerja sebagai suatu kolom, dan akibat gabungannya dinamakan balok-kolom. Untuk penyederhanaan persoalan, diasumsikan bahwa beban aksial kecil dibandingkan dengan beban lateral dan persoalan adalah linear. Dengan asumsi ini dapat dilakukan superposisi antara pengaruh pelenturan dengan pengaruh beban aksial (sepanjang sumbu). Dengan menggunakan model pangkat tiga didapat tiga derajat kebebasan pada pada setiap ujung elemen, yaitu w , θ untuk lenturan dan u untuk perpindahan aksial. Jadi jumlah total derajat kebebasan untuk elemen adalah enam ($w_1, \theta_1, u_1 : w_2, \theta_2, u_2$). Derajat

kebebasan dapat didefinisikan sebagai suatu perpindahan bebas yang dapat terjadi di suatu titik. (Desai, 1996)

- Dipilih pendekatan linear untuk deformasi aksial sebagai berikut :

$$u(x) = N_1 u_1 + N_2 u_2 \quad (2-19a)$$

Dalam bentuk matriks :

$$u(x) = [N_1 \quad N_2] \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad (2-19b)$$

$$u(x) = [N_a] \{q_a\} \quad (2-19c)$$

Dimana : $N_1 = 1 - s$

$$N_2 = s = \bar{x}/l = (x - x_1)/l$$

- Untuk bagian lenturan, digunakan fungsi pangkat tiga :

$$w(x) = N_1 w_1 + N_2 \theta_1 + N_3 w_2 + N_4 \theta_2 \quad (2-20a)$$

Dalam bentuk matriks :

$$w(x) = [N_1 \quad N_2 \quad N_3 \quad N_4] \begin{Bmatrix} w_1 \\ \theta_1 \\ w_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (2-20b)$$

$$w(x) = [N_b] \{q_b\} \quad (2-20c)$$

Dimana : $N_1 = 1 - 3s^2 + 2s^3,$

$$N_2 = ls(1 - 2s + s^2),$$

$$N_3 = s^2(3 - 2s),$$

$$N_4 = ls^2(s - 1).$$

Dengan :

N = Matriks fungsi interpolasi

s = koordinat lokal

x = koordinat global dari titik simpul sembarang

x_1 = koordinat global titik simpul 1

l = panjang elemen

- Model fungsi interpolasi gabungan aksial dan lentur :

$$\begin{Bmatrix} u(x) \\ w(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_a & 0 \\ 0 & N_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_a \\ q_b \end{Bmatrix} \quad (2-21)$$

Disini indeks a menyatakan deformasi aksial dan b menyatakan deformasi lentur.

(Desai, 1996)

2.7.3 Menentukan Hubungan Regangan-Perpindahan dan Hubungan Tegangan-Regangan

Untuk penurunan persamaan-persamaan elemen, ditentukan lebih dahulu besaran-besaran yang belum diketahui yaitu regangan (gradien) perpindahan. Selain itu harus ditentukan juga besaran tambahan, tegangan atau kecepatan. Umumnya hal ini dilakukan dengan menyatakan hubungannya dengan regangan dan dinamakan hukum tegangan regangan. Hubungan regangan–perpindahan dan regangan–tegangan untuk persoalan aksial dan persoalan pelenturan masing–masing diberikan pada persamaan berikut : (Desai, 1996)

$$\varepsilon_a = \frac{du}{dx} \quad (2-22)$$

$$\{\sigma_a\} = [C_a][B_a]\{q_a\} \quad (2-23)$$

$$\varepsilon_b(x,z) = \frac{du}{dx} = -z \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2-24)$$

$$M_b(x) = F(x) w''(x) \quad (2-25)$$

2.7.4 Menurunkan Persamaan-Persamaan Elemen

Dengan memakai hukum atau prinsip yang tersedia, kita akan memperoleh persamaan-persamaan yang mengatur perilaku elemen. Persamaan-persamaan ini dinyatakan dalam bentuk yang umum sehingga dapat dipakai untuk semua elemen dalam benda yang didiskritisasi. (Desai, 1996)

Energi potensial potensial didefinisikan sebagai jumlah energi regangan internal U dan energi potensial dari beban eksternal Wp ; suku yang terakhir menyatakan kemampuan beban P untuk melakukan kerja melalui suatu deformasi u dari kolom.

Energi potensial untuk elemen aksial :

$$\Pi_p = \iiint_V \frac{1}{2} \sigma_y \varepsilon_y dV - \iiint_V \bar{Y}v dV - \iint_{S1} \bar{T}_y v dS - \sum_{i=1}^M P_i v_i \quad (2-26a)$$

Dengan asumsi luas penampang A konstan, maka

$$\Pi_p = \frac{A}{2} \int_{y1}^{y2} \sigma_y \varepsilon_y dy - A \int_{y1}^{y2} \bar{Y}v dy - \int_{y1}^{y2} \bar{T}_y v dy - \sum_{i=1}^M P_i v_i \quad (2-26b)$$

Energi potensial untuk elemen lentur :

$$\Pi_p = \int_{x1}^{x2} \frac{1}{2} F(w'')^2 dx - \int_{x1}^{x2} \bar{T}_y pw dx \quad (2-27a)$$

$$\Pi_p = \frac{1}{2} Fl \int_0^l \{q\}^T [B]^T [B] \{q\} ds - l \int_0^l [N] p \{q\} ds \quad (2-27b)$$

Pada dasarnya energi potensial diberikan sebagai jumlah dari energi yang disebabkan oleh pelenturan dan deformasi aksial, dengan demikian :

Dalam bentuk gabungan aksial dan lentur :

$$\Pi_p = l \int_0^l \frac{1}{2} F(w'')^2 ds + Al \int_0^l \frac{1}{2} E \left(\frac{du}{dx} \right)^2 ds - l \int_0^l wp ds - \bar{P}u \quad (2-28)$$

Diasumsikan \bar{P} adalah suatu beban aksial serba sama yang terpusat, suku $\bar{P}u$ menyatakan potensial beban \bar{P}

$$\begin{aligned} \Pi_p = & \frac{1}{2} Fl \int_0^l \{q_b\}^T [B_b]^T [B_b] \{q_b\} ds + AEI \int_0^l \{q_a\}^T [B_a]^T [B_a] \{q_a\} \\ & - \int_0^l [N_b] \{q\} ds - \bar{P} [N_a] \{q_a\} \end{aligned} \quad (2-29)$$

Pada rumus diatas indeks a dan b masing-masing menyatakan simpul aksial dan simpul pelenturan. (Desai, 1996)

Turunkan parsial Π_p terhadap $w_1, \theta_1, u_1, w_2, \theta_2$ dan u_2 dan membuat hasilnya sama dengan nol untuk memperoleh sekumpulan enam persamaan aljabar linear. Setelah integrasi dan pengaturan kembali dari suku-suku secara tepat, dan dengan mengasumsikan p adalah serba sama, maka persamaan-persamaan elemen yang dihasilkan dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$\begin{bmatrix} \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & -\frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l} & 0 & 0 \\ & \frac{4EI}{l} & -\frac{6EI}{l^2} & \frac{2EI}{l} & 0 & 0 \\ & & \frac{12EI}{l^3} & -\frac{6EI}{l^2} & 0 & 0 \\ & & & \frac{4EI}{l} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{EA}{l} & -\frac{EA}{l} \\ & & & & & \frac{EA}{l} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_1 \\ \theta_1 \\ w_2 \\ \theta_2 \\ u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{pl}{2} \\ \frac{pl^2}{12} \\ \frac{pl}{2} \\ -\frac{pl^2}{12} \\ \frac{P}{2} \\ \frac{P}{2} \end{Bmatrix} \quad (2-30)$$

Simetri

Dalam bentuk sederhana, persamaan diatas dapat ditulis sebagai berikut :

$$[k] \{q\} = \{Q\} \quad (2-31)$$

untuk analisa tegangan, $[k]$ adalah matrik kekakuan, $\{q\}$ adalah vektor perpindahan simpul, dan $\{Q\}$ adalah vektor gaya simpul. (Desai, 1996)

2.7.5 Perakitan Persamaan Elemen untuk Mendapatkan Persamaan Global

Atau persamaan Rakitan dan Mengenal Syarat Batas

Langkah berikut adalah memperoleh persamaan-persamaan untuk benda secara keseluruhan yang akan menentukan perilaku keseluruhan benda atau struktur. Untuk memperoleh persamaan global pada elemen struktur dilakukan perakitan persamaan elemen dari masing-masing elemen struktur, selanjutnya dilakukan pada seluruh elemen struktur dari portal bidang. Proses perakitan ini didasarkan pada hukum kecocokan atau kekontinuan. Benda harus tetap kontinu, yang artinya bahwa titik-titik yang bersebelahan harus tetap bersebelahan satu sama lainnya setelah diberikan beban. Dengan kata lain, perpindahan dua titik yang berbatasan atau berurutan harus mempunyai nilai-nilai identik. Untuk deformasi yang terjadi dalam suatu bidang datar, cukup hanya memakai kekontinuan dari perpindahan saja. Sedangkan untuk persoalan-persoalan pelenturan, selain memerlukan kekontinuan dari perpindahan juga kita harus memastikan bahwa kemiringan atau turunan pertama dari perpindahan juga kontinu atau cocok pada simpul-simpul yang berbatasan. Hal ini perlu untuk memenuhi kecocokan dari lengkung-lengkung atau turunan kedua. Akhirnya diperoleh persamaan rakitan yang dinyatakan dalam notasi matriks sebagai berikut : (Desai, 1996)

$$[K]\{r\}=\{R\} \quad (2-32)$$

Dimana :

$[K]$ = matriks kekakuan rakitan

$\{r\}$ = vektor perpindahan simpul

$\{R\}$ = vektor beban simpul

Syarat batas adalah batasan atau penyangga fisis yang harus ada sehingga suatu struktur atau benda dapat berdiri sendiri didalam ruang. Syarat-syarat ini umumnya diperinci dan dinyatakan sebagai nilai-nilai yang diketahui dari besaran-besaran yang tak diketahui batas dan atau gradien atau turunan dari besaran yang tak diketahui. Untuk menggambarkan Syarat-syarat batas dalam pendekatan elemen hingga, benda dinyatakan oleh Persamaan (2-27) dan biasanya perlu mengubah persamaan ini hanya untuk syarat-syarat batas geometris. Persamaan rakitan akhir yang telah dimodifikasi dinyatakan sebagai berikut : (Desai, 1996)

$$[\bar{K}]\{\bar{r}\}=\{\bar{R}\} \quad (2-33)$$

2.7.6 Memecahkan Besaran-besaran Primer yang tak Diketahui

Persamaan (2.35) adalah sekumpulan persamaan aljabar simultan linear (atau tak linier), yang dapat dituliskan dalam bentuk baku dan umum sebagai :

$$K_{11}r_1 + K_{12}r_2 + \dots + K_{1n}r_n = R_1$$

$$K_{21}r_1 + K_{22}r_2 + \dots + K_{2n}r_n = R_2$$

$$K_{n1}r_1 + K_{n2}r_2 + \dots + K_{nn}r_n = R_n \quad (2-34)$$

Persamaan-persamaan ini dapat dipecahkan dengan memakai metode eliminasi Gauss atau metode Iterasi yang sudah dikenal. Di akhir langkah ini, kita telah memecahkan besaran-besaran yang tak diketahui (perpindahan) r_1, r_2, \dots, r_n . Besaran-besaran ini dinamakan besaran-besaran primer yang tak diketahui, karena mereka muncul sebagai besaran-besaran pertama yang dicari dalam Persamaan (2-29). (Desai, 1996)

2.7.7 Memecahkan Besaran-besaran Penurunan atau Sekunder

Seringkali besaran-besaran tambahan atau sekunder harus dihitung dari besaran-besaran primer. Dalam hal persoalan tegangan deformasi, besaran-besaran semacam ini dapat berupa regangan, tegangan, momen, dan gaya geser. Relatif langsung untuk mencari besaran-besaran sekunder jika besaran-besaran primer diketahui, karena dapat memakai hubungan antara regangan dengan perpindahan dan hubungan antara tegangan dengan regangan yang sudah ditentukan pada langkah 3. (Desai, 1996)

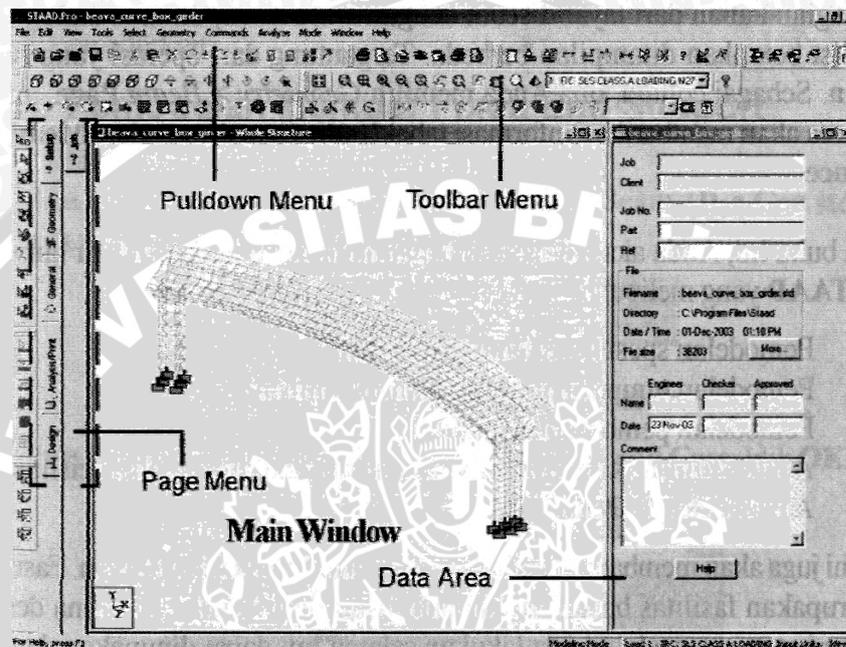
2.7.8 Interpretasi Hasil-hasil

Tujuan akhir dan penting adalah mengurangi hasil-hasil penggunaan cara elemen hingga menjadi suatu bentuk yang siap dipakai dalam analisis dan perancangan. Umumnya hasil-hasil diperoleh dalam bentuk keluaran yang dicetak dari komputer. Kemudian kita memilih potongan-potongan yang kritis dari benda dan memplotkan nilai-nilai perpindahan dan tegangan di sepanjang benda, atau kita dapat membuat tabel dari hasil-hasil tersebut. (Desai, 1996)

2.8 Software STAAD untuk Analisis Struktur

STAAD adalah paket program yang digunakan untuk menganalisis dan mendesain struktur. STAAD menggunakan teknologi yang paling modern dalam

rekayasa elemen hingga, dengan input data berbasis *object oriented*. Kelebihan dari penggunaan STAAD khususnya dan *software* analisis struktur pada umumnya adalah kemudahan dalam penggunaannya karena semua perintah diberikan dalam bentuk tombol-tombol menu. Pada program ini GUI (*Graphical User Interface*) dirancang untuk mempermudah penggunaan aplikasi oleh pemakai. (M. Firdaus Alkaff, 2005)



Gambar 2.11. GUI dari STAAD
(Sumber : M. Firdaus Alkaff, 2006)

Elemen mayor pada interface STAAD sesuai dengan GUI (*Graphical User Interface*) dari STAAD pada gambar 2.10 yaitu : (M. Firdaus Alkaff, 2006)

- *Pulldown Menu*

Gunanya untuk mengakses ke semua fasilitas dari STAAD.

- *Toolbar Menu*

Toolbar berguna untuk mengakses perintah yang sering digunakan. Dapat juga membuat customized toolbar sendiri.

- *Main Window*

Yaitu layar tempat bekerja, dimana model dan hasil analisis akan ditampilkan.

- *Page Menu*

Yaitu sekumpulan tab yang letaknya paling kiri dari layar. Setiap *page control* mempunyai perintah spesifik yang akan memudahkan dalam pemodelan dan

verifikasi hasil analisa. Organisasi dari tab-tab tersebut menggambarkan operasi berurutan dari atas ke bawah. Setiap tab mempunyai nama spesifik dan icon tersendiri untuk memudahkan pengerjaan.

- **Data Area**

Pada bagian kanan dari layar disebut dengan Data Area, dimana dialog box, table, list box, akan ditampilkan berbeda, tergantung dari operasi yang dilakukan.

2.8.1 Input

STAAD menyediakan Input data melalui *input/command file* dan *Graphical User Interface*, atau kombinasi antara keduanya. *Input/command file* merupakan file text yang mengandung serangkaian perintah bahasa Inggris yang mengandung instruksi atau data menyangkut analisa maupun desain struktur. Input data pada program STAAD meliputi tipe struktur, unit sistem, geometri struktur, spesifikasi batang, jenis tumpuan, pembebanan, tipe analisa dan parameter desain struktur. (Anonimous, 2000)

2.8.2 Output

Setelah proses analisa, STAAD menghasilkan output file. File ini menyajikan informasi akurat apabila analisa dilakukan dengan benar. Pada Output file akan tampak laporan apabila ada kesalahan dalam input maupun prosesnya. STAAD juga menyediakan fasilitas verifikasi maupun visualisasi, sehingga dapat menyajikan hasil dalam bentuk gambar dan mencocokkannya dengan output file. (Anonimous, 2000)

2.8.3 Truss

Fasilitas member truss digunakan untuk mereduksi matriks kekakuan, sehingga batang hanya menerima gaya FX, FY dan FZ pada sistem 3D. Akibatnya pada titik nodal yang terkait hanya ada perpindahan pada arah X, Y dan Z saja, tidak terjadi putaran sudut pada titik tersebut. Prediksi awal berdasarkan sifat kegagalan dari batang bracing karena faktor desakan (compression) akibat lentur dan gaya tekan, maka solusi awal yang dicoba adalah dengan menghilangkan faktor desakan akibat lentur. Caranya dengan masuk pada page menu general dan kemudian memilih spesifikasi member sebagai truss. (M. Firdaus Alkaff, 2006)

2.9. Desain Penampang Struktur Baja

2.9.1. Ketentuan Umum

Tujuan perencanaan struktur adalah untuk menghasilkan suatu struktur yang stabil, cukup kuat, mampu-layan, awet dan memenuhi tujuan-tujuan lainnya seperti ekonomi dan kemudahan pelaksanaan. Suatu struktur disebut stabil bila ia tidak mudah terguling, miring, atau tergeser selama umur bangunan yang direncanakan, mampu-layan bila kemungkinan terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan kemampuan layan selama masa hidup yang direncanakan adalah kecil dan dalam batas yang dapat diterima. Dan struktur disebut awet bila dapat menerima keausan dan kerusakan yang diharapkan terjadi selama umur bangunan yang direncanakan tanpa pemeliharaan yang berlebihan. (SNI 03-1729-2002)

Berdasarkan beban-beban yang ada, maka struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan dibawah ini : (SNI 03-1729-2002)

$$1.4 D \quad (2-35a)$$

$$1.2 D + 1.6 L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \quad (2-35b)$$

$$1.2 D + 1.6 (L_a \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0.8 W) \quad (2-35c)$$

$$1.2 D + 1.3 W + \gamma_L L + 0.5 (L_a \text{ atau } H) \quad (2-35d)$$

$$1.2 D \pm 1.0 E + \gamma_L L \quad (2-35e)$$

$$0.9 D \pm (1.3 W \text{ atau } 1.0 E) \quad (2-35f)$$

Dimana :

D = Beban mati

L = Beban hidup (beban peralatan yang dapat bergerak dan okupansi gaya berat)

L_a = Beban hidup atap

H = Beban hujan

W = Beban angin

E = Beban gempa

dengan $\gamma_L = 0.5$ bila $L < 5$ kPa, dan $\gamma_L = 1$ bila $L \geq 5$ kPa.

2.9.2. Batang Tarik dan Tekan

a. Batang Tarik

Kekuatan suatu batang tarik dapat dinyatakan menurut dua kondisi batas yaitu pelelehan (*yielding*) penampang lintang bruto pada tempat yang jauh dari titik

sambungan, dan retakan (*fracture*) dari luas bersih efektif (yakni melalui lobang-lobang) pada sambungan. (Salmon dan Johnson, 1990)

Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor N_u harus memenuhi :

$$N_u \leq \phi N_n \quad (2-36)$$

dengan ϕN_n adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terendah diantara dua perhitungan menggunakan harga-harga ϕ dan N_n dibawah ini : (SNI 03-1729-2002)

$$\phi = 0.9 \quad ; \quad N_n = A_g f_y \quad (2-37a)$$

$$\phi = 0.75 \quad ; \quad N_n = A_e f_u \quad (2-37b)$$

dimana :

A_g = luas penampang bruto, mm²

A_e = luas penampang efektif, mm²

f_y = tegangan leleh, MPa

f_u = tegangan tarik putus, MPa

Luas penampang efektif komponen struktur yang mengalami gaya tarik ditentukan sebagai berikut : (SNI-03-1729-2002)

$$A_e = A U \quad (2-38)$$

dimana :

A = Luas penampang neto

$$U = \text{faktor reduksi} = 1 - \left(\frac{\bar{x}}{L} \right) \leq 0.9$$

\bar{x} = eksentrisitas sambungan, jarak tegak lurus arah gaya tarik, antara titik berat penampang komponen yang disambung dengan bidang sambungan, mm

L = panjang sambungan dalam arah gaya tarik, yaitu jarak antara dua baut Yang terjauh pada suatu sambungan atau panjang las dalam arah gaya tarik, mm.

b. Batang Tekan

Batang tekan merupakan batang yang terkena gaya aksial tekan. Pada hakekatnya batang ini jarang sekali mengalami tekanan aksial saja. Namun, bila

pembebanan ditata sedemikian rupa hingga pengekanan (*restrain*) rotasi ujung dapat diabaikan atau beban dari batang-batang yang bertemu di ujung kolom bersifat simetris dan pengaruh lentur sangat kecil dibandingkan tekanan langsung, maka batang tekan dapat direncanakan dengan aman sebagai kolom yang dibebani secara konsentris. (Salmon dan Johnson, 1990)

Gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{cr}) untuk keadaan tertentu ujung-ujungnya yang diberikan oleh suatu rangka pendukung ditetapkan sesuai dengan persamaan berikut :

$$N_{cr} = \frac{A_g f_y}{\lambda_c^2} \quad (2-39)$$

dengan parameter kelangsingan kolom λ_c , ditetapkan sebagai berikut :

$$\lambda_c = \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (2-40)$$

dengan $L_k = k_c \times L$ dan f_y adalah tegangan leleh material. Dalam hal ini k_c adalah faktor panjang tekuk yang nilainya bergantung pada kekangan rotasi dan translasi pada ujung-ujung komponen struktur dan L adalah panjang teoritis kolom. (SNI 03-1729-2002)

Penampang dengan perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih kecil daripada nilai λ_r , maka daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut:

$$N_n = A_g f_{cr} \quad \text{dengan} \quad f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \quad (2-41)$$

$$\text{jika : } \lambda_c \leq 0.25 \quad \text{maka } \omega = 1 \quad (2-42a)$$

$$\text{jika : } 0.25 < \lambda_c < 1.2 \quad \text{maka } \omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67\lambda_c} \quad (2-42b)$$

$$\text{jika : } \lambda_c \geq 1.2 \quad \text{maka } \omega = 1.25 \lambda_c^2 \quad (2-42c)$$

untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih besar daripada nilai λ_r , analisis kekuatan dan kekakuannya dilakukan secara tersendiri dengan mengacu pada metode-metode analisis yang rasional. (SNI 03-1729-2002)

2.9.3. Balok-Kolom

Hampir semua batang dalam sebuah struktur terkena momen lentur dan beban aksial sekaligus, tarik maupun tekan. Bila besarnya salah satu beban itu cukup kecil, biasanya efeknya diabaikan dan batang tersebut didesain sebagai sebuah balok, sebagai kolom yang terkena beban aksial atau sebagai sebuah batang tarik. Untuk banyak situasi, tidak ada efek yang dapat diabaikan begitu saja dan perilaku dibawah pembebanan kombinasi itu harus diperhitungkan dalam desain. Batang yang terkena beban aksial dan lentur disebut balok-kolom. (Salmon dan Johnson, 1991)

Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut : (SNI 03-1729-2002)

- Untuk : $\frac{N_u}{\phi N_n} \geq 0.2$

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (2-43a)$$

- Untuk : $\frac{N_u}{\phi N_n} < 0.2$

$$\frac{N_u}{2\phi N_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (2-43b)$$

Dimana :

N_u = gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor

N_n = kuat nominal penampang

ϕ = faktor reduksi kekuatan

M_{ux}, M_{uy} = momen lentur terfaktor terhadap sumbu x dan sumbu y

M_{nx}, M_{ny} = kuat nominal lentur penampang terhadap sumbu x dan sumbu y

ϕ_b = faktor reduksi kuat lentur (0.90)

Pengertian penampang kompak, tak kompak dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. (SNI 03-1729-2002)

- Penampang kompak jika $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_n = M_p \quad (2-44a)$$

- Penampang tidak kompak jika $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad (2-44b)$$

- Penampang langsing jika $\lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_r(\lambda_r / \lambda) \quad (2-44c)$$

dimana :

untuk $\frac{N_u}{\phi_b N_y} \leq 0.125$

$$\lambda_p = \frac{1.680}{\sqrt{f_y}} \left(1 - \frac{2.75 N_u}{\phi_b N_y} \right) \quad (2-45a)$$

untuk $\frac{N_u}{\phi_b N_y} > 0.125$

$$\lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left(2.33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right) \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}} \quad (2-45b)$$

$$\lambda_r = \frac{2.550}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{0.74 N_u}{\phi_b N_y} \right) \quad (2-46)$$

2.10. Perencanaan Ketahanan Gempa

2.10.1. Ketentuan Umum

Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut berupa beban gempa nominal statik ekuivalen. Beban geser dasar nominal statik ekuivalen yang terjadi di tingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (2-47)$$

dimana :

V = beban geser dasar nominal statik ekuivalen

C_1 = nilai faktor respon gempa yang didapat dari spektrum respon gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental T_1

I = faktor keutamaan

R = faktor reduksi gempa

W_t = berat total gedung

Beban geser dasar nominal (V) harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen menurut persamaan :

(SNI – 1726 – 2002)

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} \times V \quad (2-48)$$

dimana :

F_i = beban gempa nominal statik ekuivalen lantai tingkat ke-i

W_i = berat lantai tingkat ke-i

z_i = ketinggian lantai tingkat ke-i

n = nomor lantai tingkat paling atas

Untuk keperluan analisis pendahuluan struktur dan pendimensionan pendahuluan dari unsur-unsurnya, waktu getar alami struktur gedung (T) dalam detik dapat ditentukan dengan rumus pendekatan sebagai berikut : (PPKGURG 1987-2.4.5)

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{B}} \quad (2-49)$$

dimana :

H = ketinggian sampai puncak dari bagian utama struktur gedung (m)

B = panjang seluruhnya dari denah struktur pada alasnya (m)

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ζ untuk wilayah gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya n menurut persamaan

$$T_1 < \zeta n \quad (2-50)$$

dimana koefisien ζ ditetapkan menurut table berikut :

Tabel 2.2. Koefisien ζ yang membatasi waktu getar fundamental struktur Gedung

Wilayah Gempa	ζ
1	0.20
2	0.19
3	0.18
4	0.17
5	0.16
6	0.15

Sumber : SNI – 1726 – 2002

2.10.2. Kinerja Batas Ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana

dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur gedung yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung atau antar bagian struktur gedung yang dipisah dengan sela pemisah (sela delatasi). Simpangan dan simpangan antar tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan faktor pengali ξ sebagai berikut :

- Untuk struktur gedung beraturan :

$$\xi = 0,7R \quad (2-51)$$

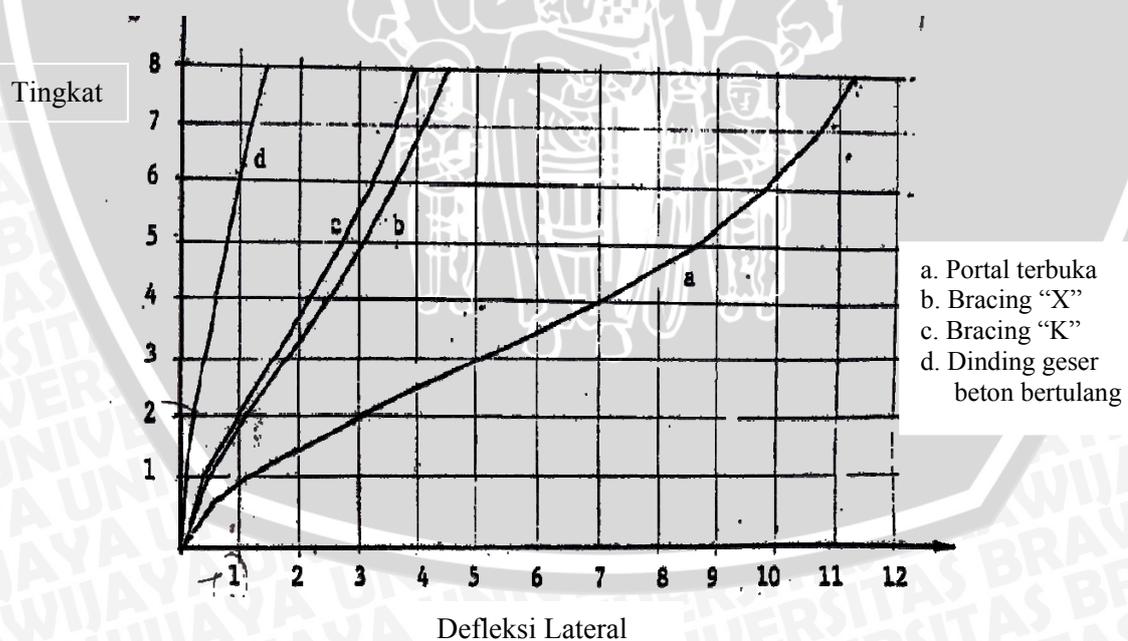
- Untuk struktur gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0,7R}{\text{Faktor Skala}} \quad (2-52)$$

dimana R adalah faktor reduksi gempa struktur gedung tersebut. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas ultimit struktur gedung, simpangan antar tingkat tidak boleh melampaui 0.02 kali tinggi tingkat yang bersangkutan. (SNI – 1726 – 2002)

2.11. Pengaruh Posisi Pengaku Diagonal terhadap Perpindahan Lateral

2.11.1. Pengaku Tunggal



Gambar 2.12. Grafik Hubungan antara Defleksi Lateral dan Tingkat
(Sumber : Sosrowinarso & Ananta Sofwan, 1989).

Pengaruh dua macam pengaku diagonal tunggal “X” dan “K” yang terletak dipinggir pada portal bidang tingkat delapan telah dipelajari dan dibandingkan dengan portal bidang tanpa pengaku dan portal bidang dengan dinding geser beton bertulang. Hasilnya dinyatakan dalam bentuk grafik hubungan antara tingkat portal dan defleksi lateral. Portal bidang dengan pengaku diagonal tunggal “X” dan “K” memberikan defleksi lateral di tingkat pertama sampai delapan yang jauh lebih kecil dibanding dengan portal bidang tanpa pengaku, namun hasil ini masih relatif lebih besar dibanding dengan portal bidang dengan dinding geser. Portal bidang dengan pengaku diagonal tunggal “K” memberikan defleksi lateral dari tingkat pertama sampai delapan relatif lebih kecil dibanding dengan portal bidang dengan pengaku diagonal tunggal “X”. Grafik hubungan antara defleksi lateral dan tingkat untuk keempat tipe portal bidang diberikan pada Gambar 2.11 (Sosrowinarso & Ananta Sofwan, 1989).

2.11.2. Pengaku Ganda

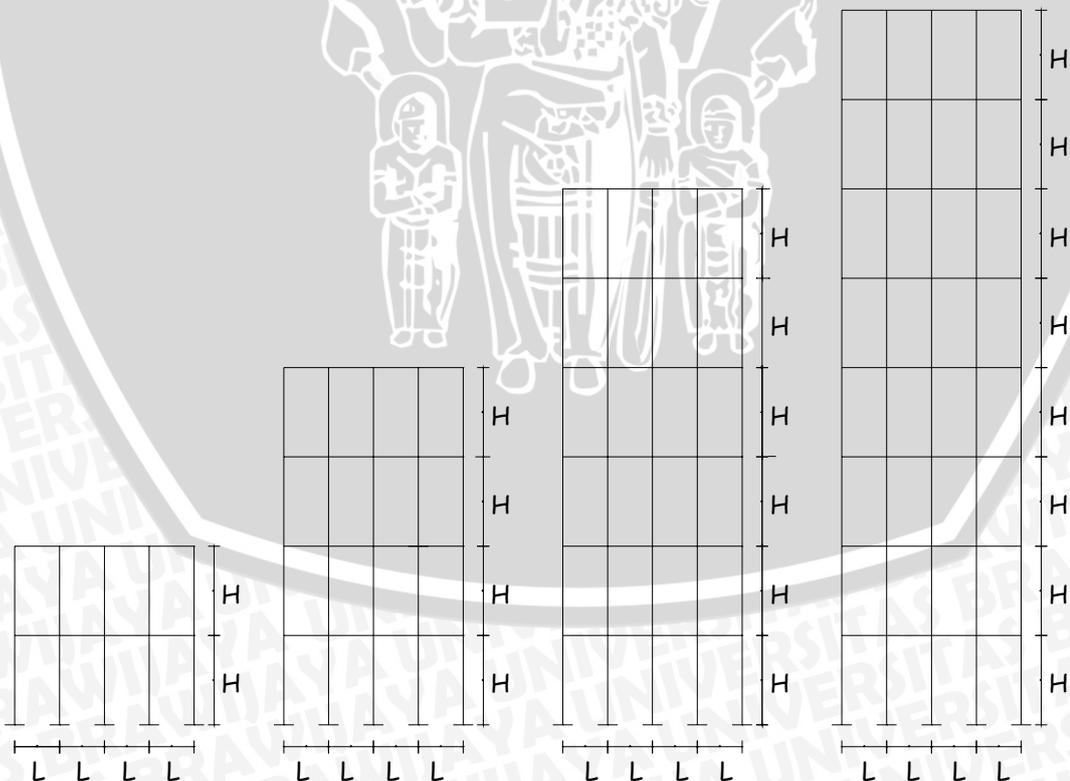
Pengaruh tata letak pengaku “X” ganda terhadap perpindahan lateral pada portal bidang bertingkat telah dianalisis. Analisis tersebut dilakukan terhadap beberapa macam variasi portal yang memiliki tata letak pengaku “X” ganda yang berbeda-beda dengan jumlah lantai sua, empat dan enam. Variasi tersebut terdiri dari portal tipe A dengan pengaku terletak ditengah bersebelahan, tipe B dengan pengaku terletak satu ditengah satu di tepi dan tipe C dengan kedua pengaku terletak di tepi. Variasi tata letak pengaku “X” ganda pada portal baja akan memberikan respon berupa hasil perpindahan lateral yang berbeda-beda dalam menahan beban yang sama. Pengaku berbentuk “X” ganda akan lebih efektif dipasang pada portal baja dengan jumlah lantai lebih dari empat, sedangkan tata letak pengaku “X” ganda yang paling efektif dalam menahan beban horizontal pada portal baja adalah tata letak pengaku “X” ganda dimana kedua pengakunya terletak ditengah-tengah bentang portal. (Sigit Suyantono, 2005).

BAB III METODE ANALISIS

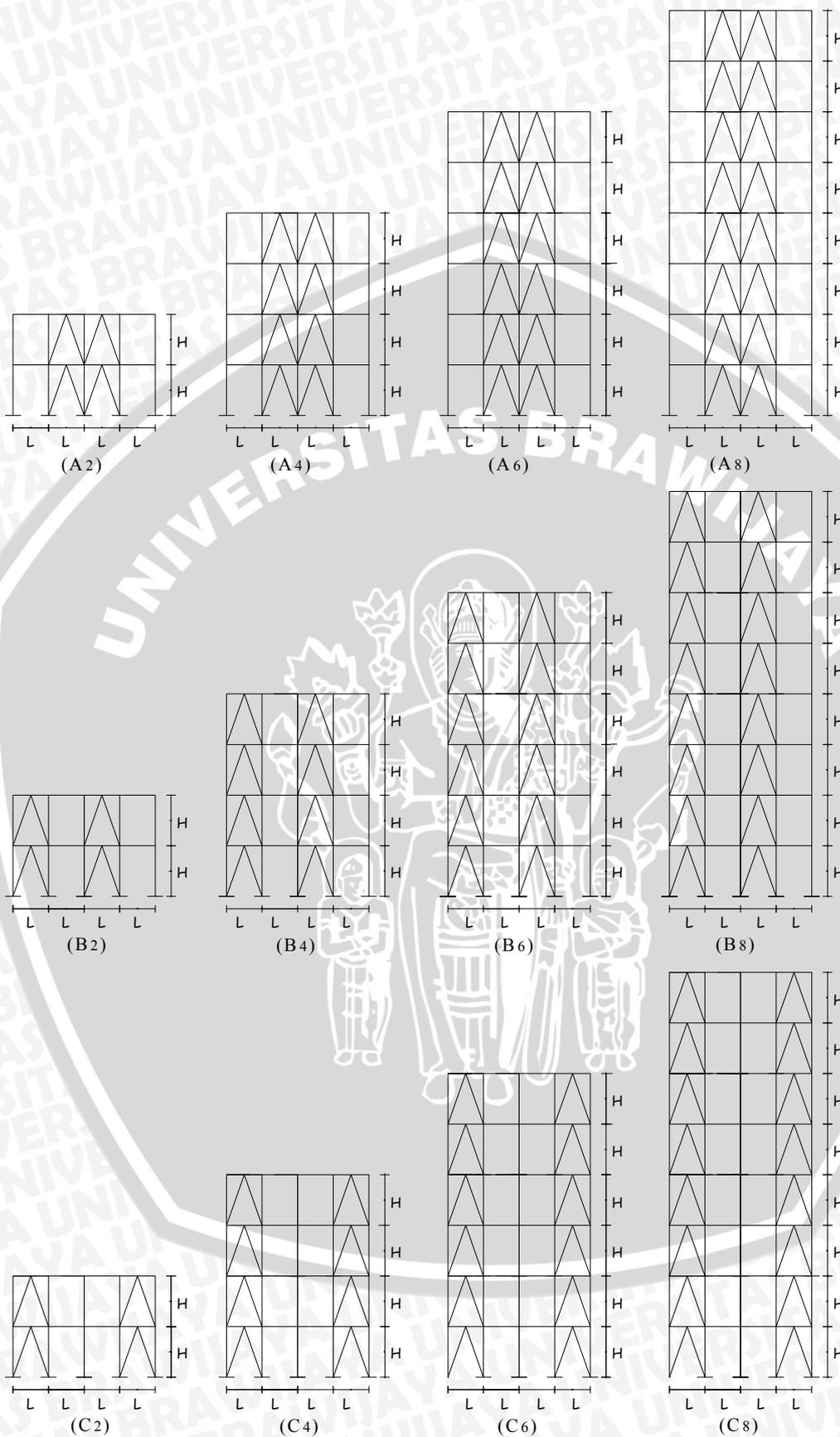
3.1. Deskripsi Portal yang dibahas

Dalam perhitungan tentang pengaruh dari tata letak pengaku ganda berbentuk “K” terhadap perpindahan lateral pada portal baja bidang bertingkat ini akan diambil beberapa macam model portal bertingkat yang ditentukan oleh penulis dengan pertimbangan beberapa macam kasus yang cukup mewakili dan dapat digunakan sebagai acuan.

Perhitungan terhadap portal ini akan dilakukan pada portal dua, empat, enam dan delapan tingkat dengan tinggi yang sama pada masing-masing tingkat. Juga terdapat kolom ditengah portal dengan jarak L antar kolom seperti terlihat pada Gambar 3.1. berikut. Untuk masing-masing portal tersebut digunakan tiga macam tata letak pengaku. Hal ini dimaksudkan agar dapat dilihat adanya perilaku perpindahan lateral yang terjadi untuk tiap tingkat portal dengan variasi tata letak pengaku.



Gambar 3.1. Portal baja tanpa pengaku



Gambar 3.2. Variasi portal baja yang akan dianalisis

Portal (A) merupakan portal dengan pengaku (*bracing*) ganda “K” dimana kedua pengakunya (*bracing*) terletak ditengah bentang secara bersebelahan. Portal (B) merupakan portal dengan pengaku (*bracing*) ganda “K” dimana satu pengaku (*bracing*) terletak di bagian tengah portal, dan satu lagi dibagian tepi portal. Kemudian portal (C) merupakan portal dengan pengaku (*bracing*) ganda “K” yang kedua pengakunya (*bracing*) diletakkan di bagian tepi portal. Masing-masing tipe portal dibedakan menjadi empat dengan perbedaan jumlah lantai, yaitu portal dengan dua, empat, enam dan delapan lantai seperti disampaikan pada gambar 3.2. Dari beberapa model portal baja dengan pengaku (*bracing*) ganda “K” ini diharapkan dapat cukup mewakili dari beberapa macam tata letak pengaku (*bracing*) ganda “K” dalam suatu portal baja. Dan diharapkan, dari sini akan diketahui perbedaan perilaku dari beberapa macam portal baja dengan pengaku (*bracing*) ganda “K” setelah diberi beban horisontal.

Dalam pengujian ini profil balok dan kolom dibedakan tiap dua lantai dengan melihat pada kenyataan bahwa profil yang digunakan untuk balok dan kolom biasanya berbeda untuk tiap beberapa lantai. Sedangkan untuk profil *bracing* akan dibuat sama untuk semua lantai dan semua tipe portal, sehingga didapat jenis dan tipe dimensi yang sama untuk tiap tingkat lantai dan untuk semua tipe portal. Dengan adanya penyeragaman antara tipe portal yang satu dengan lainnya dalam jenis dan dimensi profil akan didapat perbedaan respon terhadap beban lateral akibat adanya perbedaan tata cara perletakan pengaku (*bracing*).

Pada pembebanan disesuaikan dengan kenyataan bahwa beban mati dan beban hidup pada balok atap dan balok lantai berbeda. Beban hidup dan beban mati untuk balok disamakan pada setiap tipe portal yang akan dianalisis. Sedangkan untuk beban horisontal akan diberikan beban dan arah yang sama pada setiap tingkat, sehingga perbedaan respon yang dihasilkan adalah benar-benar akibat perbedaan tata cara perletakan pengaku (*bracing*).

3.2. Metode yang Digunakan

Metode Analisis yang digunakan pada portal baja dengan pengaku (*bracing*) ganda “K” ini adalah “Metode Elemen Hingga” yang didasarkan pada Metode Perpindahan. Untuk proses perhitungannya digunakan bantuan *software* “STAAD Pro”. Program ini dipilih karena kelebihan fasilitasnya yang berkaitan dengan proses

diskritisasi elemen serta adanya kemudahan-kemudahan dalam perubahan nilai variabel yang dimasukkan, yang dapat berupa perubahan nilai beban. Serta adanya batasan-batasan yang jelas mengenai jenis elemen, dimana dapat dianalisis dua macam jenis elemen sekaligus yaitu *frame* untuk portal dan *truss* untuk *bracing*.

3.3. Prosedur Perhitungan dengan Metode Elemen Hingga

Pada proses perhitungan model portal yang dibahas, langkah pertama adalah penggambaran masing-masing geometri portal dan penomoran titik simpul maupun batang. Diskritisasi dilakukan untuk masing-masing batang dan pengaku. Derajat kebebasan masing-masing batang adalah tiga (elemen balok-kolom), sedangkan derajat kebebasan pengaku satu (elemen batang). Elemen balok-kolom yang merupakan gabungan aksial dan lentur digunakan untuk elemen struktur portal yang berupa balok dan kolom, sedangkan elemen batang yang merupakan elemen aksial saja digunakan untuk pengaku. Persamaan elemen diturunkan berdasarkan Teori Energi Potensial Total Minimum dengan beban luar berupa beban vertikal dan horisontal. Persamaan global dirakit berdasarkan masing-masing elemen struktur yang terdiri balok, kolom dan pengaku untuk masing-masing portal yang dibahas. Perpindahan lateral akan dihitung untuk masing-masing tingkat dan tata letak pengaku.

3.4. Prosedur Perhitungan dengan STAAD Pro

Dalam penyelesaian analisis struktur dengan Metode Elemen Hingga, perlu kiranya dibantu oleh komputer karena perhitungan numerik yang banyak dan perlu ketelitian yang tinggi. Dalam pengerjaannya diperlukan *software Computer Aided Analysis Design*, salah satu program yang banyak digunakan adalah STAAD Pro yang mempunyai banyak kelebihan dibandingkan program lain yang sejenis. Program STAAD Pro ini merupakan program yang dijalankan di *Windows Operating System*, sehingga lebih mudah penggunaannya.

Dalam melakukan perhitungan dengan STAAD Pro ini ada beberapa langkah yang harus dilakukan :

3.4.1. Pemodelan Struktur

Dalam langkah ini akan disiapkan Main Windows, Menu Geometri Struktur, Grid pembantu untuk menggambar struktur, penggambaran struktur, penentuan jenis

material dan profil, penentuan kondisi tumpuan dan penentuan pembebanan. Pada perhitungan struktur portal yang dibahas, masing-masing model digambar, didefinisikan sesuai dengan data yang ada, dianalisis dan disimpan dalam satu *file*. Kombinasi pembebanan pada model portal yang dianalisis sesuai dengan SNI 03-1729-2002. Pada analisis ini beban horisontal yang diperhitungkan adalah beban gempa. Kombinasi pembebanan yang diambil, yaitu :

$$1. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_a \text{ atau } H) \quad (3-1)$$

$$2. 1.2 D \pm 1.0 E + \gamma_L L \quad (3-2)$$

Dengan

D = Beban mati

L = Beban hidup

E = Beban gempa (dalam hal ini beban horisontal)

L_a = Beban hidup diatap akibat perawatan oleh pekerja, peralatan dan material atau penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak

H = Beban hujan

γ_L = 0.5 bila $L < 5$ kPa, dan $\gamma_L = 1$ bila $L \geq 5$ kPa.

Kombinasi pembebanan (1) diambil sebagai perwakilan dari beban gravitasi yang diperkirakan paling besar dari kombinasi pembeban lainnya. Untuk kombinasi pembebanan (2) diambil sebagai perwakilan dari kombinasi pembebanan yang mengandung unsur beban horisontal (beban gempa) yang diperkirakan juga mempunyai nilai paling besar.

3.4.2. Pendefinisian Pengaku

Penentuan struktur portal bidang berdasarkan jenis struktur dengan menggunakan sistem *frame*. Elemen pengaku diagonal merupakan elemen aksial/batang yang digunakan membantu menahan beban horisontal, untuk memenuhi kondisi itu pada masing-masing model portal batang-batang pengaku diganti dengan menggunakan sistem *Truss*, sehingga pengaku diagonal berfungsi sebagai batang-batang yang hanya menerima gaya aksial saja.

3.4.3. Analisis dan Hasil Output

Setelah semua data dimasukkan dengan teliti dan benar maka program dapat di *running* dan hasil *output* analisis dan desain dapat ditampilkan. Tetapi apabila ada

data yang kurang atau salah maka pada hasil *output* akan diberitahukan pada program ini. Kemudian editing pada data yang sudah diketahui sampai benar melalui cara diatas ataupun langsung diganti pada *command editor*-nya.

3.5. Prosedur Analisis

- ◆ Input data geometri portal
- ◆ Input data profil penampang, elastisitas dan densitas
- ◆ Input data jenis tumpuan
- ◆ Input data pembebanan berupa beban mati, beban hidup dan beban horizontal yang telah ditentukan sesuai dengan peraturan pembebanan yang berlaku
- ◆ Analisis data oleh program STAAD Pro
- ◆ Hasil momen lentur, gaya aksial dan gaya geser pada masing-masing batang
- ◆ Kontrol momen lentur, gaya geser dan gaya aksial tidak melebihi kapasitas penampang
- ◆ Hasil momen lentur, gaya aksial dan gaya geser maksimum akhir dari masing-masing batang untuk tiap-tiap model portal
- ◆ Hasil perpindahan titik-titik simpul untuk masing-masing model portal saat terjadi momen lentur, gaya aksial dan gaya geser maksimum akhir
- ◆ Interpretasi hasil

3.6. Variabel Analisis

Variabel analisis yang akan dijadikan bahan perhitungan dalam kajian ini adalah sebagai berikut:

- Variabel bebas, yaitu variabel yang besarnya bebas ditentukan oleh peneliti. Dalam hal ini variabel bebasnya adalah jumlah tingkat dan tata letak pengaku diagonal (*bracing*) baja.
- Variabel terikat, yaitu variabel yang perubahannya tergantung dari variabel bebas. Variabel terikat dalam analisis ini adalah perpindahan lateral untuk setiap model portal.

3.7. Rancangan Penelitian

Pada penelitian perilaku portal dengan pengaku diagonal ganda terhadap beban horisontal menyertakan tiga macam tata letak pengaku yaitu ditengah, bersebelahan

(tipe A), satu ditengah satu ditepi (tipe B) dan dua-duanya ditepi (tipe C). Masing-masing tipe terdiri dari tingkat dua (A2/B2/C2), empat (A4/B4/C4), enam (A6/B6/C6) dan delapan (A8/B8/C8) seperti disampaikan pada Gambar 3.2. Sebagai pembanding, akan diberikan portal baja dengan tingkat yang sama namun tanpa pengaku diagonal seperti disampaikan pada Gambar 3.1. Rancangan penelitian disampaikan pada Tabel 3.1 sebagai berikut :

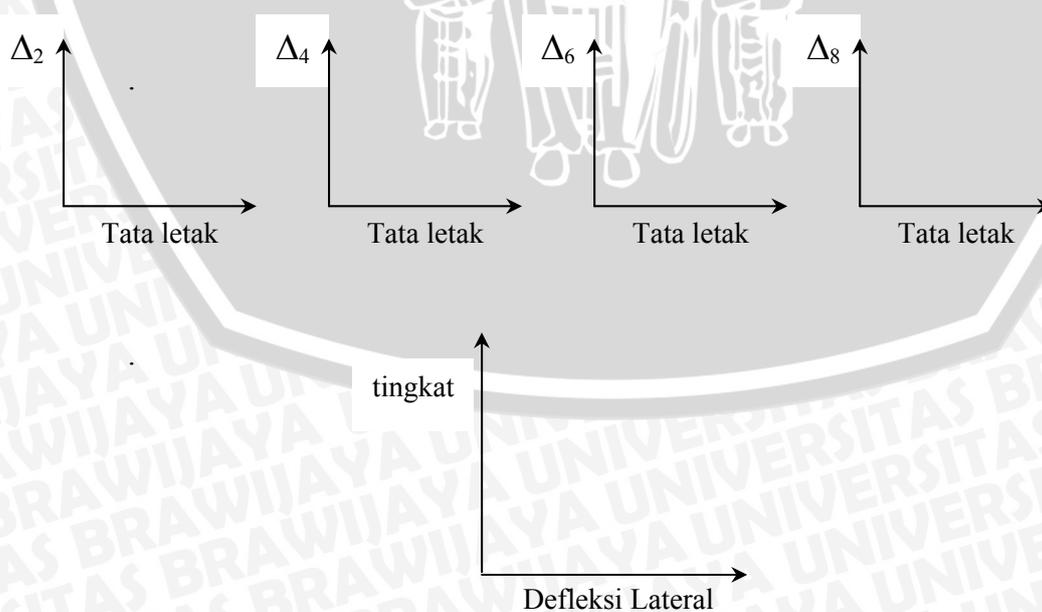
Tabel 3.1 Rancangan Penelitian

Jumlah Tingkat Tata Letak	2	4	6	8
A	Δ_{A2}	Δ_{A4}	Δ_{A6}	Δ_{A8}
B	Δ_{B2}	Δ_{B4}	Δ_{B6}	Δ_{B8}
C	Δ_{C2}	Δ_{C4}	Δ_{C6}	Δ_{C8}

Keterangan : Δ_{ij} = Perpindahan Lateral yang diamati, $i = A,B,C$ dan $j = 2,4,6,8$

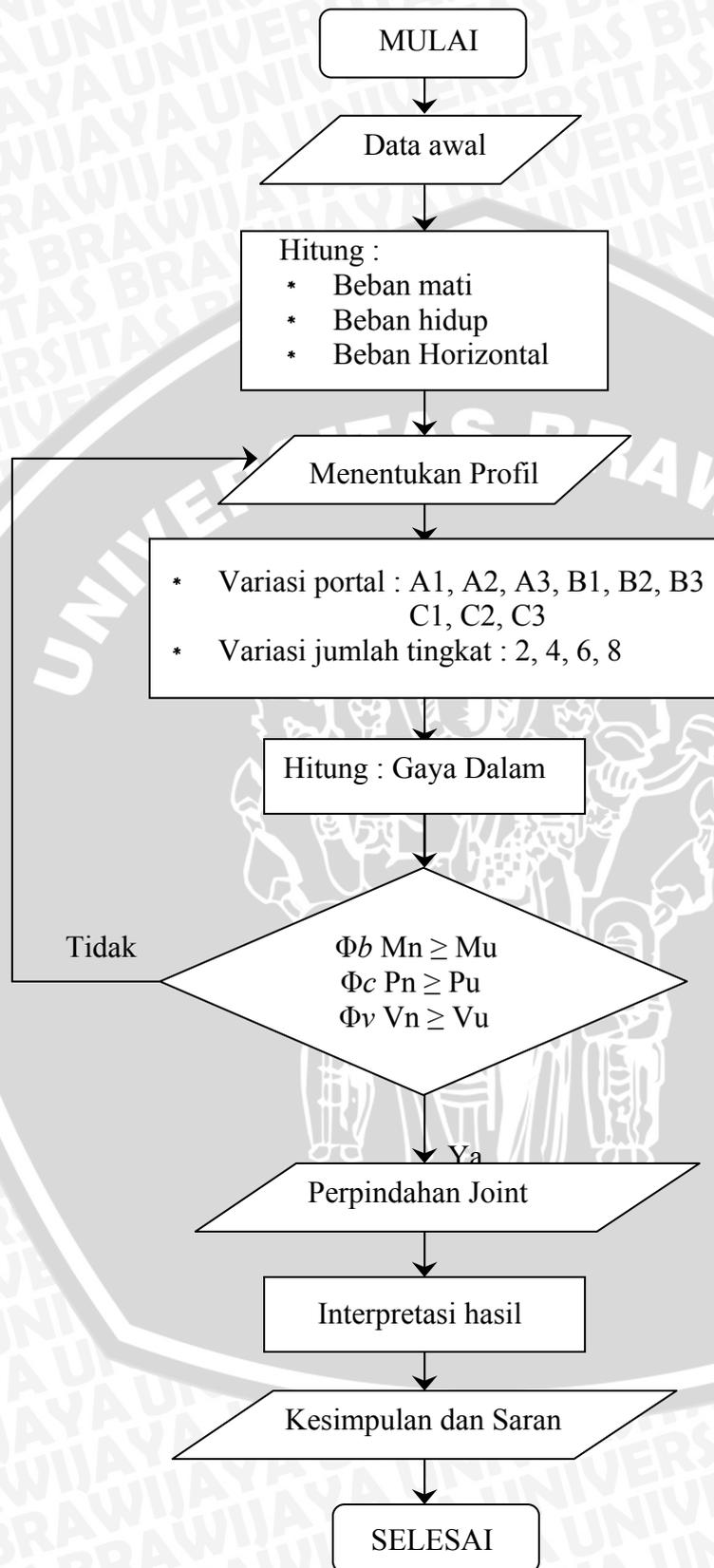
3.8. Penyajian Hasil Analisis

Dalam kajian penelitian ini, setelah *output* dari semua model portal dengan menggunakan program STAAD Pro telah didapatkan, dapat disajikan hasil penelitian ini dalam suatu bentuk histogram yang menyatakan hubungan antara perpindahan lateral yang terjadi dengan tata letak pengaku yang diberikan



Gambar 3.3. Rancangan grafik batang hasil penelitian

3.9. Diagram Alir Pengerjaan Skripsi



Gambar 3.4. Diagram alir pengerjaan skripsi

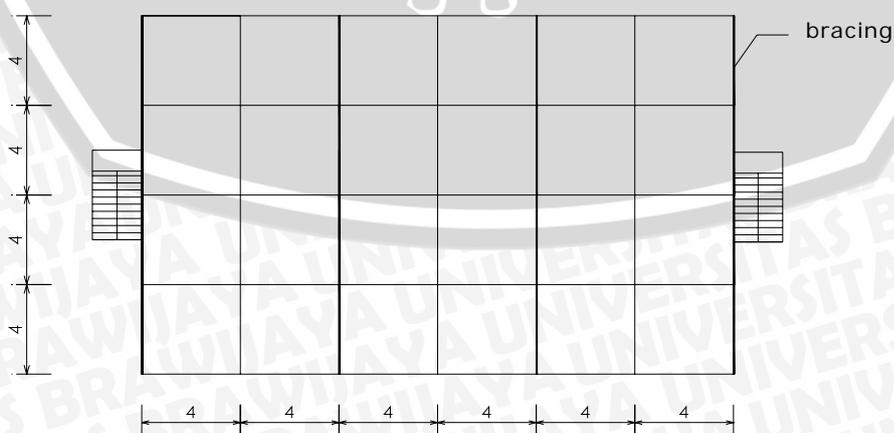
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Beban yang Bekerja Pada Portal

Dalam melakukan analisis terhadap besarnya perpindahan lateral yang terjadi pada portal baja bidang bertingkat, perlu diperhitungkan besarnya beban yang bekerja pada struktur. Beban yang direncanakan bekerja pada tiap-tiap portal terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban horisontal. Beban horisontal dianalogikan sebagai beban gempa. Beban-beban ditentukan dengan berpedoman pada peraturan pembebanan yang berlaku.

4.1.1 Pembebanan pada Balok

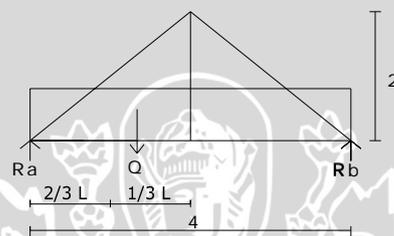
Beban hidup dan beban mati direncanakan akan bekerja pada bangunan gedung dengan ukuran 16 m x 24 m serta ketinggian 3.5 m pada tiap tingkatnya. pada struktur tersebut, portal terpanjang lebih stabil dalam menahan beban horisontal, sehingga analisis dilakukan pada portal dengan lebar 16 m. Portal ini berjajar ke arah memanjang bangunan gedung sebanyak 7 portal yaitu 3 portal tanpa pengaku dan 4 portal dengan pengaku. Pengaku dipasang secara berselingan agar struktur lebih ekonomis. Jarak antar portal 4 m seperti terlihat pada Gambar 4.1. Diharapkan pengaruh beban arah tegak lurus bidang portal dapat diperkecil dengan bentuk struktur bangunan gedung yang memanjang, sehingga bangunan tersebut dapat dianalisis sebagai struktur portal bidang. Kemudian diambil portal dengan beban terbesar untuk dianalisis.



Gambar 4.1 Denah bangunan

Pelat diasumsi menggunakan pelat beton dengan tebal 10 cm untuk pelat atap dan 12 cm untuk pelat lantai dengan ukuran pelat 4 x 4 m. Beban pada pelat tersebut berupa beban trapesium yang kemudian ditransformasikan menjadi beban merata yang bekerja sepanjang bentang balok. Selain itu juga bekerja beban dinding setengah batu sebesar 75 % dari berat dinding keseluruhan dengan mempertimbangkan adanya pintu dan jendela. Perhitungan pembebanan dilakukan sama seperti perhitungan pada struktur biasa dengan berpedoman pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung, 1983.

Berikut merupakan proses perhitungan pembebanan hingga menjadi beban mati dan beban hidup yang akan digunakan sebagai *input* beban dalam analisis dengan menggunakan program.



Gambar 4.2 Diagram pembebanan pada balok yang berasal dari beban plat

Mencari besarnya reaksi pada tiap-tiap tumpuan jika beban trapesium yang bekerja :

$$Ra = Rb = Luas \ Q = \left(\frac{1}{2} \times 2 \times 2 \right) \\ = 2 \ m^2$$

Momen maksimum pada tengah-tengah bentang :

$$Mmaks = Ra \times \left(\frac{1}{2} L \right) - Q \times \frac{1}{3} \times \left(\frac{1}{2} L \right)$$

$$Mmaks = 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 4 \right) - 2 \times \frac{1}{3} \times \left(\frac{1}{2} \times 4 \right)$$

$$Mmaks = 2.667 \ m^3$$

Mencari nilai koefisien peubah dari beban trapesium menjadi beban merata, dengan menggunakan h sebagai koefisien :

$$Mmaks = \frac{1}{8} \ h l^2$$

$$h = \frac{Mmaks \times 8}{l^2}$$

$$h = \frac{2.667 \times 8}{(4)^2}$$

$$h = 1.333 \ m$$

Digunakan nilai koefisien sebesar 1.333 m untuk mengubah beban trapesium pada pelat menjadi beban merata pada balok atap maupun balok lantai. Berat sendiri balok tidak termasuk dalam pembebanan karena sudah diperhitungkan dalam program.

Beban yang bekerja pada balok atap :

- Beban merata

Beban mati (D_L)

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0.10 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafon} = 11 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat penggantung plafon} = 7 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{Berat pelat atap (} q_D \text{)} = 258 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban mati} = 258 \times 1.333 \times 2$$

$$= 688 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (} L_L \text{)} = 100 \times 1.333 \times 2$$

$$= 267 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hujan (} R_L \text{)} = 50 \times 1.333 \times 2$$

$$= 134 \text{ kg/m}$$

- Beban terpusat

Beban mati (Berat pelat dan balok arah memanjang)

- Portal 2 lantai

$$\text{Tengah} : D_L = 2 \times (258 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 49.11) = 2949 \text{ kg}$$

$$\text{Tepi} : D_L = (258 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 49.11) = 1573 \text{ kg}$$

- Portal 4 lantai

$$\text{Tengah} : D_L = 2 \times (258 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 44.65) = 2931 \text{ kg}$$

$$\text{Tepi} : D_L = (258 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 44.65) = 1555 \text{ kg}$$

- Portal 6 lantai

$$\text{Tengah} : D_L = 2 \times (258 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 38.69) = 2907 \text{ kg}$$

$$\text{Tepi} : D_L = (258 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 38.69) = 1531 \text{ kg}$$

- Portal 8 lantai

$$\text{Tengah} : D_L = 2 \times (258 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 32.74) = 2883 \text{ kg}$$

$$\text{Tepi} : D_L = (258 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 32.74) = 1507 \text{ kg}$$

Beban hidup (beban guna lantai)

$$\text{- Tengah} : L_L = [(100 \times 1.333) \times 4] \times 2 = 1068 \text{ kg}$$

$$\text{- Tepi} : L_L = [(100 \times 1.333) \times 4] = 534 \text{ kg}$$

Beban yang bekerja pada balok lantai :

- **Beban merata**

Beban mati (D_L)

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0.12 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond} = 11 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat penggantung plafon} = 7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi tebal 2 cm} = 0.02 \times 2100 \text{ kg/m}^3 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Keramik} = 15 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{Berat pelat lantai (} q_D \text{)} = 363 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat dinding} = 75 \% \times 1700 \times 0.15 = 191 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban mati} = (363 \times 1.333 \times 2) + 191 \times 3.5$$

$$= 1638 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (} L_L \text{)} = 250 \times 1.333 \times 2$$

$$= 667 \text{ kg/m}$$

- **Beban terpusat**

Beban mati (Berat pelat, balok dan dinding arah memanjang)

- Lantai 1 dan 2

$$\begin{aligned} \text{Tengah} & : D_L = 2 \times (363 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 49.11) + (191 \times 4 \times 3.5) \\ & = 6743 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tepi} & : D_L = (363 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 49.11) + (191 \times 4 \times 3.5) \\ & = 4807 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Lantai 3 dan 4

$$\begin{aligned} \text{Tengah} & : D_L = 2 \times (363 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 44.65) + (191 \times 4 \times 3.5) \\ & = 6725 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tepi} & : D_L = (363 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 44.65) + (191 \times 4 \times 3.5) \\ & = 4789 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Lantai 5 dan 6

$$\begin{aligned} \text{Tengah} & : D_L = 2 \times (363 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 38.69) + (191 \times 4 \times 3.5) \\ & = 6701 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tepi} & : D_L = (363 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 38.69) + (191 \times 4 \times 3.5) \\ & = 4765 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Lantai 7 dan 8

$$\begin{aligned} \text{Tengah} & : D_L = 2 \times (363 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 32.74) + (191 \times 4 \times 3.5) \end{aligned}$$

$$= 6677 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Tepi} & : D_L = (363 \times 1.333 \times 4) + (4 \times 32.74) + (191 \times 4 \times 3.5) \\ & = 4741 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban hidup (beban guna lantai)

$$\text{- Tengah} : L_L = [(250 \times 1.333) \times 4] \times 2 = 2666 \text{ kg}$$

$$\text{- Tepi} : L_L = [(250 \times 1.333) \times 4] = 1333 \text{ kg}$$

4.1.2 Beban Horisontal

Pada perhitungan beban horisontal, digunakan ketentuan-ketentuan yang berlaku untuk menghitung beban gempa, yaitu menggunakan Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002 dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

A. Beban gempa pada portal 2 lantai

- Menentukan nilai berat struktur W_t

- Berat lantai atap

Beban mati (W_{Da})

$$\text{Berat pelat atap} = 258 \times 24 \times 16 = 99072 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times 1.75 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 77546 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balok} = 49.11 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 11394 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 46.13 \times 1.75 \times 5 \times 7 = 2826 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pengaku} = 29.76 \times 16 \times 4.031 = 1920 \text{ kg+}$$

$$W_{Da} = 192758 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup atap } (W_{La}) = 100 \times 24 \times 16 = 38400 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total } (W) = 192758 + (0.3) \times 38400$$

$$= 204278 \text{ kg}$$

(0.3 = reduksi beban hidup PPIUG 1983)

$$\text{Berat struktur } (W_{ta}) = W + 0.1 W$$

$$= 204278 + 20428$$

$$= 224706 \text{ kg}$$

- Berat lantai 1

Beban mati (W_{D1})

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times (1.75 + 3.5) \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 232638 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat balok} &= 49.11 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) &= 11394 \text{ kg} \\
 \text{Berat kolom} &= 46.13 \times 5 \times 7 \times (1.75 + 3.5) &= 8477 \text{ kg} \\
 \text{Berat pengaku} &= 29.76 \times 16 \times 4.031 &= 1920 \text{ kg} \\
 \text{Berat tangga} &= 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + \\
 &\quad 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) &= 2730 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{D1} &= 396551 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup } (W_{L1}) & \\
 \text{Beban hidup lantai} &= 250 \times 24 \times 16 &= 96000 \text{ kg} \\
 \text{Beban hidup tangga} &= 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) &= 6360 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{L1} &= 102360 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total } (W) &= 396551 + (0.3) \times 102360 \\
 &= 427259 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat struktur } (W_{t1}) &= W + 0.1 W \\
 &= 427259 + 42726 \\
 &= 469985 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total struktur } (W_t) &= W_{t_a} + W_{t_1} \\
 &= 224706 + 469985 \\
 &= 694691 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Menghitung waktu getar alami fundamental (T_1)

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{B}}$$

$$T = \frac{0.09 \times 7}{\sqrt{16}}$$

$$T = 0.158 \text{ detik}$$

Malang termasuk wilayah gempa 4 ($\zeta = 0.17$), sehingga pembatasan waktu getar alami fundamental dari struktur gedung adalah :

$$T_1 < \zeta n$$

$$T_1 < 0.17 \times 2$$

$$T_1 < 0.34 \text{ detik}$$

Digunakan waktu getar alami fundamental (T_1) = 0.158 detik

- Menentukan nilai faktor respon gempa (C_I)

Dengan nilai waktu getar alami fundamental $T_1 = 0.158$ detik dan Malang yang termasuk dalam wilayah gempa 4 dengan asumsi jenis tanah lunak, maka

sesuai dengan gambar grafik respon spektrum gempa pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002 diperoleh nilai faktor respon gempa $C_I = 0.403$

- Menentukan nilai faktor keutamaan gedung (I)

Diambil nilai Faktor Keutamaan $I = 1.0$ untuk gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan dan perkantoran, sesuai dengan Tabel.1 Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002.

- Menentukan nilai faktor reduksi gempa (R)

Sesuai dengan Tabel.3 Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002, diambil nilai faktor reduksi gempa maksimum (R_m) = 8.5 (sistem ganda dimana beban lateral dipikul oleh rangka dan pengaku)

Dari faktor – faktor yang telah didapat tersebut kemudian dapat dihitung besarnya nilai beban geser dasar nominal statik ekuivalen (V) yang terjadi pada tingkat dasar sebagai berikut :

$$V = \frac{C_I I}{R} W_i$$

$$V = \frac{0.403 \times 1}{8.5} \times 694691$$

$$V = 32936 \text{ kg}$$

Beban geser dasar nominal (V) harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban – beban gempa nominal statik ekuivalen F_i yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke- i menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} \times V$$

Beban gempa yang diterima oleh masing–masing lantai akan dibagi dengan ketentuan 70% beban diterima oleh portal dengan pengaku dan 30% diterima oleh portal tanpa pengaku. Berdasarkan pada bentuk struktur, bangunan terdiri dari 4 portal dengan pengaku dan 3 portal tanpa pengaku, maka beban gempa yang diterima oleh masing–masing portal dengan pengaku adalah sebagai berikut :

Tabel 4.1 Hasil perhitungan gaya geser akibat gempa pada portal bidang 2 lantai

Tingkat	z _i (m)	W _i (kg)	W _i x z _i (kg-m)	F _i (kg)	F _x = ¼ x (0.7 x F _i) (kg)
Atap	7	224706	1572942	16100	2817
1	3.5	469985	1644948	16836	2946
Jumlah :			3217890	32936	5764

B. Beban gempa pada portal 4 lantai

- Menentukan nilai berat struktur W_t

- Berat lantai atap

Beban mati (W_{Da})

Berat pelat atap = 258 x 24 x 16 = 99072 kg

Berat dinding = 191 x 1.75 x (7x16+5x24) = 77546 kg

Berat balok = 44.65 x (7x16+5x24) = 10359 kg

Berat kolom = 35.72 x 1.75 x 5 x 7 = 2188 kg

Berat pengaku = 29.76 x 16 x 4.031 = 1920 kg+

W_{Da} = 191085 kg

Beban hidup atap (W_{La}) = 100 x 24 x 16 = 38400 kg

Berat total (W) = 191085 + (0.3) x 38400

= 202605 kg

Berat struktur (W_{ta}) = W + 0.1 W

= 202605 + 20261

= 222866 kg

- Berat lantai 3

Beban mati (W_{D3})

Berat pelat lantai = 363 x 24 x 16 = 139392 kg

Berat dinding = 191 x 3.5 x (7x16+5x24) = 155092 kg

Berat balok = 44.65 x (7x16+5x24) = 10359 kg

Berat kolom = 35.72 x 5 x 7 x 3.5 = 4376 kg

Berat pengaku = 29.76 x 16 x 4.031 = 1920 kg

Berat tangga = 2 x 7850 x (0.3x1x0.003x22 + 2x1x0.003x2) = 2730 kg +

W_{D3} = 313869 kg

$$\begin{aligned}
 \text{Berat kolom} &= 46.13 \times 5 \times 7 \times (1.75+3.5) &= 8477 \text{ kg} \\
 \text{Berat pengaku} &= 29.76 \times 16 \times 4.031 &= 1920 \text{ kg} \\
 \text{Berat tangga} &= 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + \\
 &\quad 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) &= 2730 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{D1} &= 396551 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup (} W_{L1} \text{)} & \\
 \text{Beban hidup lantai} &= 250 \times 24 \times 16 &= 96000 \text{ kg} \\
 \text{Beban hidup tangga} &= 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) &= 6360 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{L1} &= 102360 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (} W \text{)} &= 396551 + (0.3) \times 102360 \\
 &= 427259 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat struktur (} W_{t1} \text{)} &= W + 0.1 W \\
 &= 427259 + 42726 \\
 &= 469985 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat struktur total (} W_t \text{)} &= W_{t1} + W_{t2} + W_{t3} + W_{t4} \\
 &= 222866 + 379035 + 381576 + 469985 \\
 &= 1453462 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Menghitung waktu getar alami fundamental (T_1)

$$T = \frac{0.09 \times 14}{\sqrt{16}} \leq 0.17 \times 4$$

$$T = 0.315 \text{ detik} \leq 0.68 \text{ detik}$$

Digunakan waktu getar alami fundamental (T_1) = 0.315 detik

- Menentukan nilai faktor respon gempa (C_I)

$$T_1 : 0.315 \text{ detik}$$

Daerah : Malang (wilayah gempa 4)

Jenis tanah : tanah lunak

$$\text{nilai faktor respon gempa (} C_I \text{)} = 0.85$$

- Nilai faktor keutamaan gedung (I) = 1.0
- Nilai faktor reduksi gempa (R_m) = 8.5

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen (V) :

$$V = \frac{0.85 \times 1}{8.5} \times 1453462$$

$$V = 145347 \text{ kg}$$

Beban gempa yang diterima oleh masing–masing lantai pada portal bidang 4 lantai adalah sebagai berikut :

Tabel 4.2 Hasil perhitungan gaya geser akibat gempa pada portal bidang 4 lantai

Tingkat	zi (m)	Wi (kg)	Wi x zi (kg-m)	Fi (kg)	$F_x = \frac{1}{4} \times (0.7 \times F_i)$ (kg)
Atap	14	222866	3120124	39725	6952
3	10.5	379035	3979868	50671	8867
2	7	381576	2671032	34007	5951
1	3.5	469985	1644948	20943	3665
Jumlah :			11415971	145347	25436

C. Beban gempa pada portal 6 lantai

- Menentukan nilai berat struktur W_t

- Berat lantai atap

Beban mati (W_{Da})

Berat pelat atap = $258 \times 24 \times 16$ = 99072 kg

Berat dinding = $191 \times 1.75 \times (7 \times 16 + 5 \times 24)$ = 77546 kg

Berat balok = $38.69 \times (7 \times 16 + 5 \times 24)$ = 8977 kg

Berat kolom = $26.79 \times 1.75 \times 5 \times 7$ = 1641 kg

Berat pengaku = $29.76 \times 16 \times 4.031$ = 1920 kg+

W_{Da} = 189156 kg

Beban hidup atap (W_{La}) = $100 \times 24 \times 16$ = 38400 kg

Berat total (W) = $189156 + (0.3) \times 38400$
= 200676 kg

Berat struktur (W_{ta}) = $W + 0.1 W$
= $200676 + 20068$
= 220744 kg

- Berat lantai 5

Beban mati (W_{D5})

Berat pelat lantai = $363 \times 24 \times 16$ = 139392 kg

Berat dinding = $191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24)$ = 155092 kg

Berat balok = $38.69 \times (7 \times 16 + 5 \times 24)$ = 8977 kg

Berat kolom = $26.79 \times 3.5 \times 5 \times 7$ = 3282 kg

Berat pengaku = $29.76 \times 16 \times 4.031$ = 1920 kg

Berat tangga = $2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 +$

$$2 \times 1 \times 0.003 \times 2 = 2730 \text{ kg} +$$

$$W_{D5} = 311393 \text{ kg}$$

Beban hidup (W_{L5})

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \times 24 \times 16 = 96000 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) = 6360 \text{ kg} +$$

$$W_{L5} = 102360 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total (W)} = 311393 + (0.3) \times 102360$$

$$= 342101 \text{ kg}$$

$$\text{Berat struktur (W}_{t5}) = W + 0.1 W$$

$$= 342101 + 34211$$

$$= 376312 \text{ kg}$$

➤ Berat lantai 4

Beban mati (W_{D4})

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 155092 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balok} = 44.65 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 10359 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 35.72 \times 5 \times 7 \times 3.5 = 4376 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pengaku} = 29.76 \times 16 \times 4.031 = 1920 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tangga} = 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) = 2730 \text{ kg} +$$

$$W_{D4} = 313869 \text{ kg}$$

Beban hidup (W_{L4})

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \times 24 \times 16 = 96000 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) = 6360 \text{ kg} +$$

$$W_{L4} = 102360 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total (W)} = 313869 + (0.3) \times 102360$$

$$= 344577 \text{ kg}$$

$$\text{Berat struktur (W}_{t4}) = W + 0.1 W$$

$$= 344577 + 34458$$

$$= 379035 \text{ kg}$$

➤ Berat lantai 3

Beban mati (W_{D3})

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 155092 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat balok} &= 44.65 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) &= 10359 \text{ kg} \\
 \text{Berat kolom} &= 35.72 \times 5 \times 7 \times 3.5 &= 4376 \text{ kg} \\
 \text{Berat pengaku} &= 29.76 \times 16 \times 4.031 &= 1920 \text{ kg} \\
 \text{Berat tangga} &= 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + \\
 &\quad 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) &= 2730 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{D3} &= 313869 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup } (W_{L3}) & \\
 \text{Beban hidup lantai} &= 250 \times 24 \times 16 &= 96000 \text{ kg} \\
 \text{Beban hidup tangga} &= 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) &= 6360 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{L3} &= 102360 \text{ k}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total } (W) &= 313869 + (0.3) \times 102360 \\
 &= 344577 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat struktur } (W_{t3}) &= W + 0.1 W \\
 &= 344577 + 34458 \\
 &= 379035 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

➤ Berat lantai 2

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati } (W_{D2}) & \\
 \text{Berat pelat lantai} &= 363 \times 24 \times 16 &= 139392 \text{ kg} \\
 \text{Berat dinding} &= 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) &= 155092 \text{ kg} \\
 \text{Berat balok} &= 49.11 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) &= 11394 \text{ kg} \\
 \text{Berat kolom} &= 46.13 \times 5 \times 7 \times 3.5 &= 5651 \text{ kg} \\
 \text{Berat pengaku} &= 29.76 \times 16 \times 4.031 &= 1920 \text{ kg} \\
 \text{Berat tangga} &= 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + \\
 &\quad 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) &= 2730 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{D2} &= 316179 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup } (W_{L2}) & \\
 \text{Beban hidup lantai} &= 250 \times 24 \times 16 &= 96000 \text{ kg} \\
 \text{Beban hidup tangga} &= 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) &= 6360 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{L2} &= 102360 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total } (W) &= 316179 + (0.3) \times 102360 \\
 &= 346887 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat struktur } (W_{t2}) = W + 0.1 W$$

$$= 346887 + 34689$$

$$= 381576 \text{ kg}$$

➤ Berat lantai 1

Beban mati (W_{D1})

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times (1.75+3.5) \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 232638 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balok} = 49.11 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 11394 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 46.13 \times 5 \times 7 \times (1.75+3.5) = 8477 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pengaku} = 29.76 \times 16 \times 4.031 = 1920 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tangga} = 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) = 2730 \text{ kg} +$$

$$\underline{W_{D1} = 396551 \text{ kg}}$$

Beban hidup (W_{L1})

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \times 24 \times 16 = 96000 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) = 6360 \text{ kg} +$$

$$\underline{W_{L1} = 102360 \text{ kg}}$$

$$\text{Berat total (W)} = 396551 + (0.3) \times 102360 = 427259 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat struktur (W}_{t1}) &= W + 0.1 W \\ &= 427259 + 42726 \\ &= 469985 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat struktur total (W)} &= W_{ta} + W_{t1} + W_{t2} + W_{t3} + W_{t4} + W_{t5} + W_{ta} \\ &= 220744 + 376312 + 379035 + 379035 + \\ &\quad 381576 + 469985 \\ &= 2206687 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Menghitung waktu getar alami gedung (T_1)

$$T = \frac{0.09 \times 21}{\sqrt{16}} \leq 0.17 \times 6$$

$$T = 0.473 \text{ detik} \leq 1.02 \text{ detik}$$

Digunakan waktu getar alami fundamental (T_1) = 0.473 detik

- Menentukan nilai faktor respon gempa (C_1)

$$T : 0.473 \text{ detik}$$

$$\text{Daerah} : \text{Malang (wilayah gempa 4)}$$

$$\text{Jenis tanah} : \text{tanah lunak}$$

nilai faktor respon gempa (C_I) = 0.85

- Menentukan nilai faktor keutamaan gedung (I) = 1.0
- Menentukan nilai faktor reduksi gempa (R_m) = 8.5

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen (V) :

$$V = \frac{0.85 \times 1}{8.5} \times 2206687$$

$$V = 220669 \text{ kg}$$

Beban gempa yang diterima oleh masing-masing lantai pada portal bidang 6 lantai adalah sebagai berikut :

Tabel 4.3 Hasil perhitungan gaya geser akibat gempa portal bidang 6 lantai

Tingkat	z _i (m)	W _i (kg)	W _i x z _i (kg-m)	F _i (kg)	F _x = ¼ x (0.7 x F _i) (kg)
Atap	21	220744	4635624	41209	7212
5	17.5	376312	6585460	58542	10245
4	14	379035	5306490	47172	8255
3	10.5	379035	3979868	35379	6191
2	7	381576	2671032	23744	4155
1	3.5	469985	1644948	14623	2559
Jumlah :			24823421	220669	38617

D. Beban gempa pada portal 8 lantai

- Menentukan nilai berat struktur W_t

➤ Berat lantai atap

Beban mati (W_{Da})

Berat pelat atap = $258 \times 24 \times 16$ = 99072 kg

Berat dinding = $191 \times 1.75 \times (7 \times 16 + 5 \times 24)$ = 77546 kg

Berat balok = $32.74 \times (7 \times 16 + 5 \times 24)$ = 7596 kg

Berat kolom = $22.32 \times 1.75 \times 5 \times 7$ = 1368 kg

Berat pengaku = $29.76 \times 16 \times 4.031$ = 1920 kg+

W_{Da} = 187502 kg

Beban hidup atap (W_{La}) = $100 \times 24 \times 16$ = 38400 kg

Berat total (W) = $187502 + (0.3) \times 38400$

= 199022 kg

Berat struktur (W_{ta}) = $W + 0.1 W$

= $199022 + 19903$

= 218925 kg

➤ Berat lantai 7

Beban mati (W_{D7})

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 155092 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balok} = 32.74 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 7596 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 22.32 \times 3.5 \times 5 \times 7 = 2735 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pengaku} = 29.76 \times 16 \times 4.031 = 1920 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tangga} = 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) = 2730 \text{ kg} +$$

$$\underline{W_{D7} = 309465 \text{ kg}}$$

Beban hidup (W_{L7})

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \times 24 \times 16 = 96000 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) = 6360 \text{ kg} +$$

$$\underline{W_{L7} = 102360 \text{ kg}}$$

$$\text{Berat total (W)} = 309465 + (0.3) \times 102360$$

$$= 340173 \text{ kg}$$

$$\text{Berat struktur (W}_{t7}) = W + 0.1 W$$

$$= 340173 + 34018$$

$$= 374191 \text{ kg}$$

➤ Berat lantai 6

Beban mati (W_{D6})

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 155092 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balok} = 38.69 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 8977 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 26.79 \times 3.5 \times 5 \times 7 = 3282 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pengaku} = 29.76 \times 16 \times 4.031 = 1920 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tangga} = 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) = 2730 \text{ kg} +$$

$$\underline{W_{D6} = 311393 \text{ kg}}$$

Beban hidup (W_{L6})

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \times 24 \times 16 = 96000 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) = 6360 \text{ kg} +$$

$$\underline{W_{L6} = 102360 \text{ kg}}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat total (W)} &= 311393 + (0.3) \times 102360 \\ &= 342101 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat struktur (W}_{t_6}\text{)} &= W + 0.1 W \\ &= 342101 + 34211 \\ &= 376312 \text{ kg}\end{aligned}$$

➤ Berat lantai 5

$$\text{Beban mati (W}_{D_5}\text{)}$$

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 155092 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balok} = 38.69 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 8977 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 26.79 \times 3.5 \times 5 \times 7 = 3282 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pengaku} = 29.76 \times 16 \times 4.031 = 1920 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tangga} &= 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + \\ &\quad 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) = 2730 \text{ kg} + \\ \text{W}_{D_5} &= 311393 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\text{Beban hidup (W}_{L_5}\text{)}$$

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \times 24 \times 16 = 96000 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup tangga} &= 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) = 6360 \text{ kg} + \\ \text{W}_{L_5} &= 102360 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat total (W)} &= 311393 + (0.3) \times 102360 \\ &= 342101 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat struktur (W}_{t_5}\text{)} &= W + 0.1 W \\ &= 342101 + 34211 \\ &= 376312 \text{ kg}\end{aligned}$$

➤ Berat lantai 4

$$\text{Beban mati (W}_{D_4}\text{)}$$

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 155092 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balok} = 44.65 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 10359 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 35.72 \times 5 \times 7 \times 3.5 = 4376 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pengaku} = 29.76 \times 16 \times 4.031 = 1920 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tangga} = 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 +$$

$$2 \times 1 \times 0.003 \times 2 = 2730 \text{ kg} +$$

$$W_{D4} = 313869 \text{ kg}$$

Beban hidup (W_{L4})

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \times 24 \times 16 = 96000 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) = 6360 \text{ kg} +$$

$$W_{L4} = 102360 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total (W)} = 313869 + (0.3) \times 102360$$

$$= 344577 \text{ kg}$$

$$\text{Berat struktur (W}_{t4}) = W + 0.1 W$$

$$= 344577 + 34458$$

$$= 379035 \text{ kg}$$

➤ Berat lantai 3

Beban mati (W_{D3})

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\text{Berat dinding} = 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 155092 \text{ kg}$$

$$\text{Berat balok} = 44.65 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) = 10359 \text{ kg}$$

$$\text{Berat kolom} = 35.72 \times 5 \times 7 \times 3.5 = 4376 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pengaku} = 29.76 \times 16 \times 4.031 = 1920 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tangga} = 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) = 2730 \text{ kg} +$$

$$W_{D3} = 313869 \text{ kg}$$

Beban hidup (W_{L3})

$$\text{Beban hidup lantai} = 250 \times 24 \times 16 = 96000 \text{ kg}$$

$$\text{Beban hidup tangga} = 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) = 6360 \text{ kg} +$$

$$W_{L3} = 102360 \text{ kg}$$

$$\text{Berat total (W)} = 313869 + (0.3) \times 102360$$

$$= 344577 \text{ kg}$$

$$\text{Berat struktur (W}_{t3}) = W + 0.1 W$$

$$= 344577 + 34458$$

$$= 379035 \text{ kg}$$

➤ Berat lantai 2

Beban mati (W_{D2})

$$\text{Berat pelat lantai} = 363 \times 24 \times 16 = 139392 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat dinding} &= 191 \times 3.5 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) &= 155092 \text{ kg} \\
 \text{Berat balok} &= 49.11 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) &= 11394 \text{ kg} \\
 \text{Berat kolom} &= 46.13 \times 5 \times 7 \times 3.5 &= 5651 \text{ kg} \\
 \text{Berat pengaku} &= 29.76 \times 16 \times 4.031 &= 1920 \text{ kg} \\
 \text{Berat tangga} &= 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + \\
 &\quad 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) &= 2730 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{D2} &= 316179 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup (} W_{L2} \text{)} & \\
 \text{Beban hidup lantai} &= 250 \times 24 \times 16 &= 96000 \text{ kg} \\
 \text{Beban hidup tangga} &= 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) &= 6360 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{L2} &= 102360 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (} W \text{)} &= 316179 + (0.3) \times 102360 \\
 &= 346887 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat struktur (} W_{t2} \text{)} &= W + 0.1 W \\
 &= 346887 + 34689 \\
 &= 381576 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

➤ Berat lantai 1

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati (} W_{D1} \text{)} & \\
 \text{Berat pelat lantai} &= 363 \times 24 \times 16 &= 139392 \text{ kg} \\
 \text{Berat dinding} &= 191 \times (1.75 + 3.5) \times (7 \times 16 + 5 \times 24) &= 232638 \text{ kg} \\
 \text{Berat balok} &= 49.11 \times (7 \times 16 + 5 \times 24) &= 11394 \text{ kg} \\
 \text{Berat kolom} &= 46.13 \times 5 \times 7 \times (1.75 + 3.5) &= 8477 \text{ kg} \\
 \text{Berat pengaku} &= 29.76 \times 16 \times 4.031 &= 1920 \text{ kg} \\
 \text{Berat tangga} &= 2 \times 7850 \times (0.3 \times 1 \times 0.003 \times 22 + \\
 &\quad 2 \times 1 \times 0.003 \times 2) &= 2730 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{D1} &= 396551 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup (} W_{L1} \text{)} & \\
 \text{Beban hidup lantai} &= 250 \times 24 \times 16 &= 96000 \text{ kg} \\
 \text{Beban hidup tangga} &= 2 \times 300 \times (0.3 \times 1 \times 22 + 1 \times 2 \times 2) &= 6360 \text{ kg} + \\
 & & \hline
 W_{L1} &= 102360 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (} W \text{)} &= 396551 + (0.3) \times 102360 \\
 &= 427259 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat struktur (} W_{t1} \text{)} = W + 0.1 W$$

$$\begin{aligned}
 &= 427259 + 42726 \\
 &= 469985 \text{ kg} \\
 \text{Berat strukur total (Wt)} &= W_{t8} + W_{t7} + W_{t6} + W_{t5} + W_{t4} + W_{t3} + W_{t2} + W_{t1} \\
 &= 218925 + 374191 + 376312 + 376312 + \\
 &\quad 379035 + 379035 + 381576 + 469985 \\
 &= 2955371 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Menghitung waktu getar alami gedung (T_I)

$$T = \frac{0.09 \times 28}{\sqrt{16}} \leq 0.17 \times 8$$

$$T = 0.63 \text{ detik} \leq 1.36 \text{ detik}$$

Digunakan waktu getar alami fundamental (T_I) = 0.63 detik

- Menentukan nilai faktor respon gempa (C_I)

T : 0.63 detik

Daerah : Malang (wilayah gempa 4)

Jenis tanah : tanah lunak

nilai faktor respon gempa (C_I) = 0.85

- Menentukan nilai faktor keutamaan gedung (I) = 1.0
- Menentukan nilai faktor reduksi gempa maksimum (R_m) = 8.5

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen (V) :

$$V = \frac{0.85 \times 1}{8.5} \times 2955371$$

$$V = 295538 \text{ kg}$$

Beban gempa yang diterima oleh masing-masing lantai pada portal bidang 8 lantai adalah sebagai berikut :

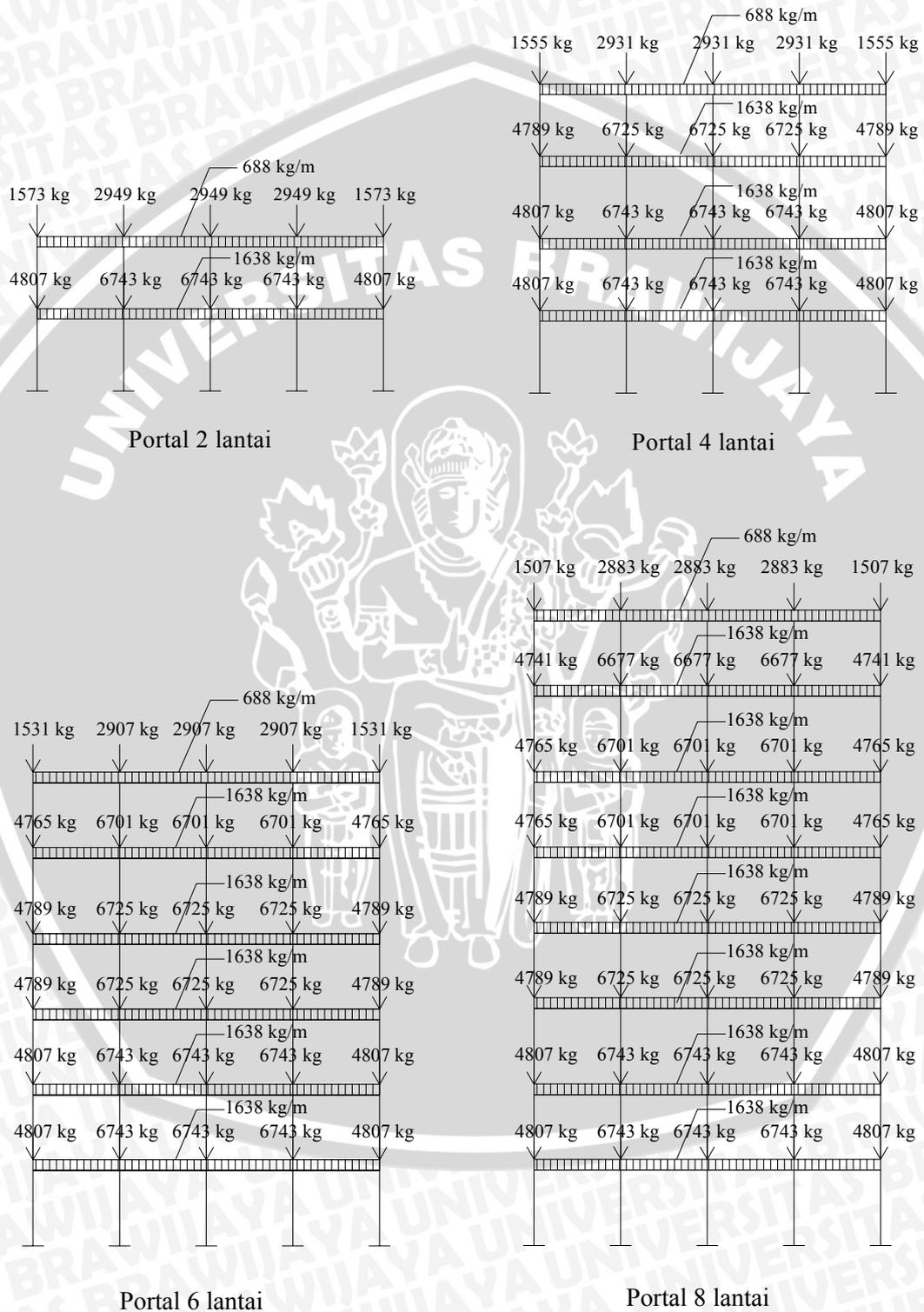
Tabel 4.4 Hasil perhitungan gaya geser akibat gempa pada portal bidang 8 lantai

Tingkat	z_i (m)	W_i (kg)	$W_i \times z_i$ (kg-m)	F_i (kg)	$F_x = \frac{1}{4} \times (0.7 \times F_i)$ (kg)
Atap	28	218925	6129900	41754	7307
7	24.5	374191	9167680	62446	10928
6	21	376312	7902552	53828	9420
5	17.5	376312	6585460	44857	7850
4	14	379035	5306490	36145	6325
3	10.5	379035	3979868	27109	4744
2	7	381576	2671032	18194	3184
1	3.5	469985	1644948	11205	1961
Jumlah :			43387929	295538	51719

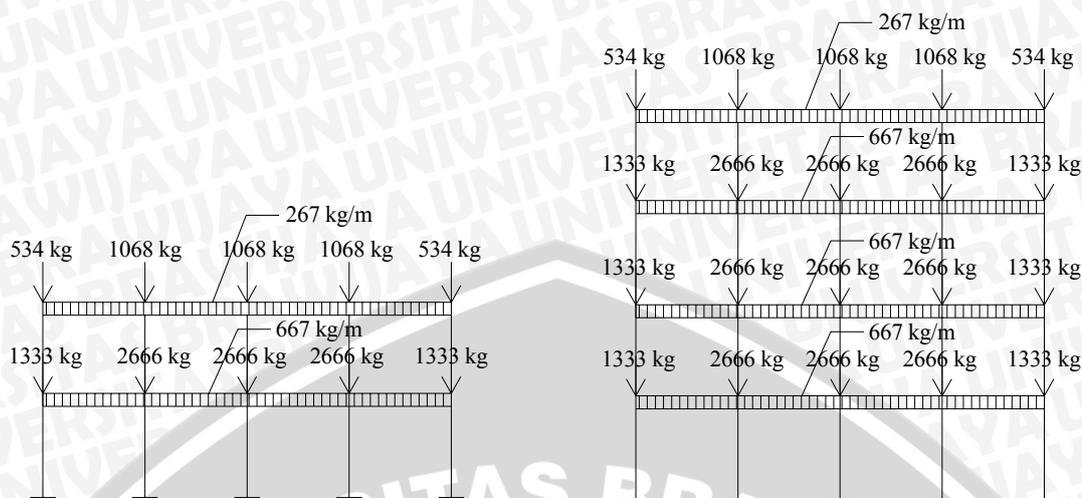
4.2 Data Perencanaan Perhitungan

Dalam proses perhitungan statika perpindahan lateral pada portal-portal yang akan diuji, digunakan data sebagai berikut :

- Model pembebanan

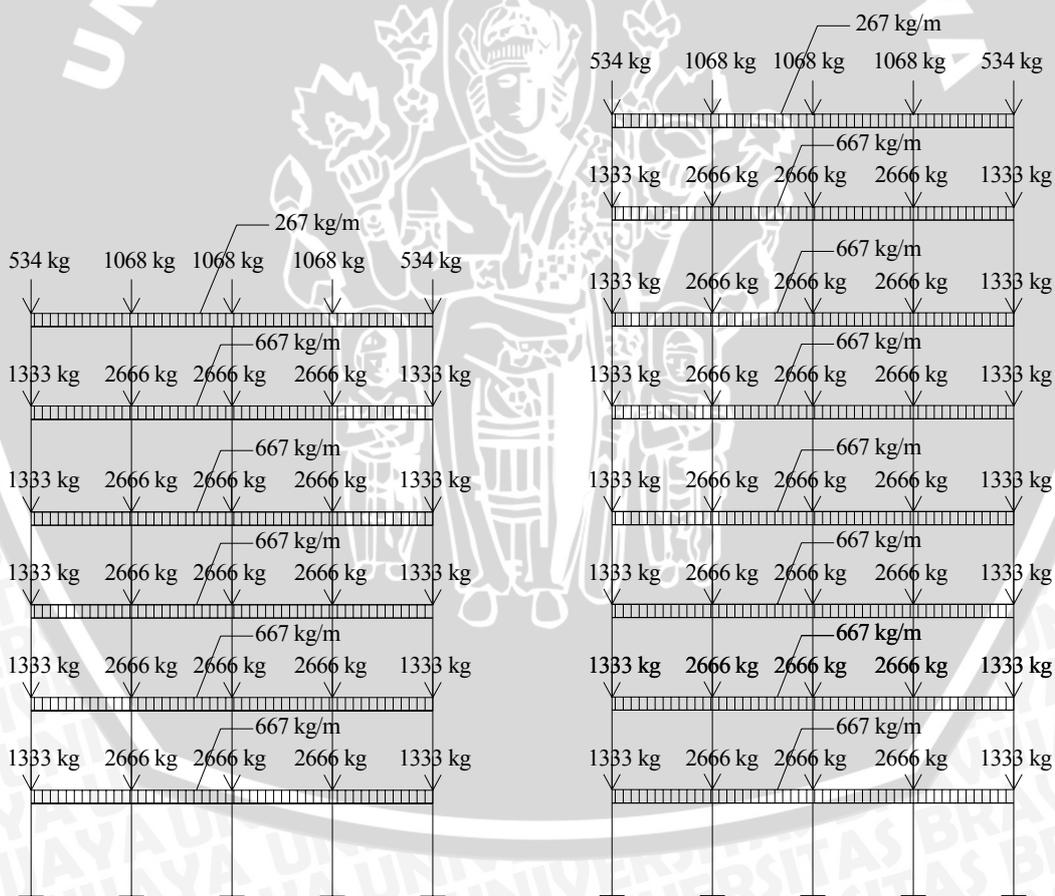


Gambar 4.3 Beban mati portal 2,4,6 dan 8 lantai



Portal 2 lantai

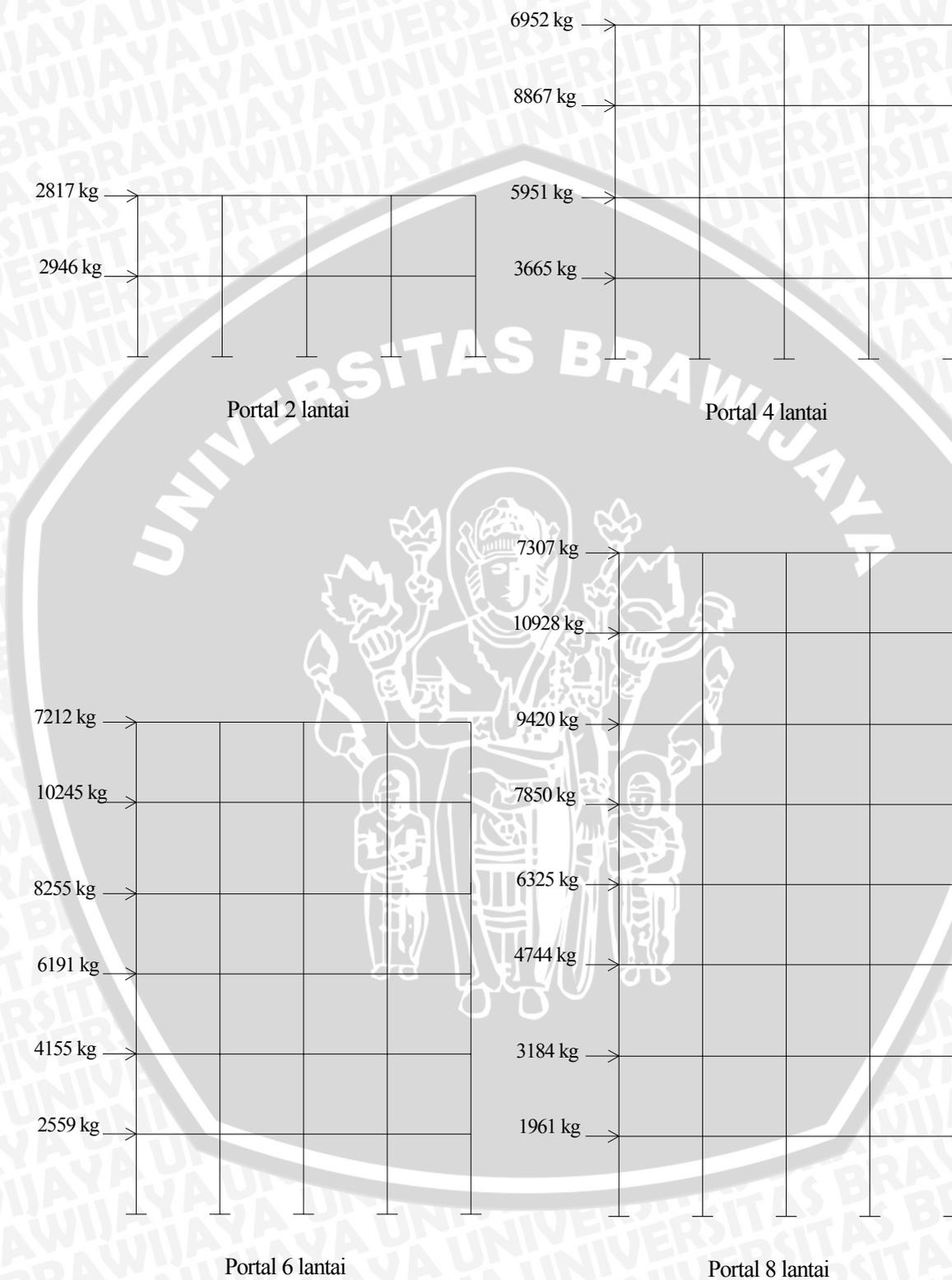
Portal 4 lantai



Portal 6 lantai

Portal 8 lantai

Gambar 4.4 Beban hidup portal 2,4,6 dan 8 lantai



Gambar 4.5 Beban gempa portal 2,4,6 dan 8 lantai

- Mutu baja $f_y = 36 \text{ ksi} = 248 \text{ MPa}$
- Profil yang digunakan
 - a. Balok : - W10 x 33
- W10 x 30
- W10 x 26
- W10 x 22
 - b. Kolom : - W8 x 31
- W8 x 24
- W8 x 18
- W8 x 15
 - c. Pengaku (*bracing*) : L 5 x 5 x 5/8

Profil ini diambil setelah melakukan pengecekan, dimana gaya-gaya dalam dan momen yang terjadi akibat beban-beban yang bekerja tidak melebihi kapasitas kemampuan layanan dari profil tersebut.

4.3 Proses Perhitungan

Berikut merupakan beberapa data yang harus dimasukkan sebelum melakukan perhitungan perpindahan pada portal baja yang akan dianalisis dengan menggunakan program STAAD Pro agar program ini dapat melakukan proses perhitungan dan dapat menampilkan hasil berupa nilai perpindahan dari tiap joint.

- Diskritisasi elemen

Struktur portal digambar dan dilakukan didiskritisasi balok, kolom maupun pengaku menjadi satu elemen. Penomoran titik simpul maupun elemen disesuaikan dengan jumlah elemen setelah didiskritisasi.

- Tipe struktur

Dalam kasus ini diambil tipe struktur ruang (*space*) dimana tipe ini lebih mendekati kenyataan dan penyederhanaan yang terjadi juga lebih kecil dibandingkan tipe struktur yang lain. Sedangkan untuk pengaku (*bracing*) didefinisikan berbeda, karena *bracing* hanya berfungsi untuk menahan gaya aksial saja. Untuk pengaku (*bracing*) diambil tipe *truss*, agar tidak terjadi momen pada batang tersebut.

- Geometri struktur

Tinggi kolom (H) tiap tingkat diambil 3,5 m. Struktur terdiri dari empat portal dengan panjang balok (L) pada masing-masing portal adalah 4 m. Digunakan tumpuan jepit.

- **Data Material**

Digunakan material baja dengan profil yang telah dijelaskan pada sub bab sebelumnya. Berikut merupakan data profil yang akan dipakai dalam proses perhitungan.

- **Beban**

Beban yang digunakan sesuai dengan beban yang dijelaskan pada sub bab sebelumnya ditambah dengan berat sendiri masing-masing profil.

- **Metode Analisis**

Karena analisis masih dalam kondisi elastis, maka digunakan *perform analysis*.

- **Output**

Data output yang ditampilkan berupa gaya-gaya dalam pada masing-masing kombinasi penbebanan yang meliputi momen, gaya aksial maupun gaya geser, kemudian juga ditampilkan data perpindahan lateral pada masing-masing titik simpul untuk tiap-tiap portal.

4.4 Hasil Perhitungan

Hasil perhitungan dari program STAAD Pro yang berupa momen, gaya aksial, gaya geser serta perpindahan yang terjadi akan direkapitulasi dalam bentuk tabel agar lebih ringkas dan jelas dalam membaca nilai keluaran yang dibutuhkan.

4.4.1 Kontrol Balok

Diambil perhitungan pada portal delapan lantai dengan pengaku terletak pada tepi dan pengaku lainnya di tengah bentang (portal B8). Diambil data gaya-gaya dalam pada balok 79 portal B8. Balok menggunakan profil W 10 x 22.

Data-data profil:

E	= 200.000	Mpa	= 4.177 x 10 ⁶	kip/ft ²
L	= 4000	mm	= 13.123	ft
f _y	= 248	MPa	= 5184	kip/ft ²
A _g	= 6.49	in ²	= 0.045	ft ²
r _x	= 4.27	in	= 0.356	ft

$$L_p = 5.5 \quad \text{ft}$$

$$L_r = 16.9 \quad \text{ft}$$

$$\frac{bf}{2tf} = 8.0$$

$$\frac{h}{tw} = 36.9$$

$$\phi V_n = 47.4 \quad \text{kip}$$

$$\phi_b M_p = 70.2 \quad \text{kip-ft}$$

Hasil perhitungan STAAD Pro :

- Kombinasi 1 : $1.2 D + 1.6 L + 0.5 H$

$$M_{u1} = 24.810 \quad \text{kip ft}$$

$$M_{u2} = 28.121 \quad \text{kip ft}$$

$$M_A = 8.313 \quad \text{kip ft}$$

$$M_B = 18.803 \quad \text{kip ft}$$

$$M_C = 6.658 \quad \text{kip ft}$$

$$N_u = 0.683 \quad \text{kip}$$

$$V_u = 14.050 \quad \text{kip}$$

- Kombinasi 2 : $1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L$

Terdiri dari : (A) $1.2 D + 0.5 L$

$$M_{u1} = 16.798 \quad \text{kip ft}$$

$$M_{u2} = M_{ntu} = 19.045 \quad \text{kip ft}$$

$$N_{u1} = 0.440 \quad \text{kip}$$

(B) $1.0 E$

$$M_{ntu} = 19.560 \quad \text{kip ft}$$

$$V_u = 5.853 \quad \text{kip}$$

$$N_u = 12.492 \quad \text{kip}$$

4.4.1.1 Analisis Tidak Bergoyang

Pada analisis tidak bergoyang digunakan beban kombinasi 1, dimana pada kombinasi ini tidak terdapat beban lateral yang dapat mengakibatkan goyangan. Beban-beban yang bekerja pada struktur adalah simetris yang terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban hujan.

Menghitung faktor c_m :

$$c_m = 0.6 - 0.4 \frac{Mu_1}{Mu_2}$$

$$c_m = 0.6 - 0.4 \frac{24.810}{28.121}$$

$$c_m = 0.247$$

Menghitung parameter kelangsingan kolom (λ_c) :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{3.14} \times \frac{1 \times 13.123}{0.356} \sqrt{\frac{5184}{4.177 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 0.414$$

Menghitung gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{crb}) :

$$N_{crb} = \frac{A_g f_y}{\lambda_c^2}$$

$$N_{crb} = \frac{0.045 \times 5184}{(0.414)^2}$$

$$N_{crb} = 1364.69 \text{ kip}$$

Menghitung faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur tak bergoyang (δ_b) :

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1$$

$$\delta_b = \frac{0.247}{1 - \left(\frac{0.683}{1364.69} \right)}$$

$$\delta_b = 0.247 \leq 1.0 \text{ dipakai } \delta_b = 1$$

Menghitung momen lentur terfaktor (M_u) :

$$M_u = \delta_b \times M_{ntu}$$

$$M_u = 1 \times 10.647$$

$$M_u = 28.121 \text{ kip ft}$$

Cek kapasitas :

- flange local buckling

$$\frac{bf}{2tf} = 8 \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{248}} = 10.8 \quad ; \text{ (penampang kompak)}$$

- web local buckling

$$\frac{h}{t_w} = 36.9 \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{248}} = 106.7 \quad ; \text{ (penampang kompak)}$$

- lateral torsional buckling

$$L_p = 5.5 \text{ ft} < L_b = 13.123 \text{ ft} < L_r = 16.9 \text{ ft} \quad ; \text{ (bentang menengah)}$$

Menghitung faktor pengali momen C_b :

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5 \times 28.121}{2.5 \times 28.121 + 3 \times 8.313 + 4 \times 18.803 + 3 \times 6.658}$$

$$C_b = 1.846$$

Kuat nominal komponen struktur terfaktor ($\phi_b M_n$) :

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad ; \text{ (bentang menengah)}$$

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_r + (\phi_b M_p - \phi_b M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq \phi_b M_p$$

$$\phi_b M_n = 1.846 \times \left[45.2 + (70.2 - 45.2) \frac{(32.0 - 13.123)}{(32.0 - 8.4)} \right]$$

$$\phi_b M_n = 98.72 \text{ kip ft} \geq \phi_b M_p$$

maka dipakai $\phi_b M_n = \phi_b M_p = 70.2 \text{ kip ft}$

Menghitung daya dukung nominal komponen struktur tekan (N_n):

$$0.25 < \lambda_c = 0.414 < 1.2 \quad , \text{ maka :}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67\lambda_c}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.414}$$

$$\omega = 1.082$$

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega}$$

$$N_n = 0.045 \times \frac{5184}{1.082}$$

$$N_n = 216.117 \text{ kip}$$

$$\phi N_n = 0.85 \times 216.117$$

$$\phi N_n = 183.70 \text{ kip}$$

Kontrol beam – kolom :

$$\frac{N_u}{\phi N_n} = \frac{0.683}{183.70} = 0.003 \leq 0.2 \quad ; \text{ maka}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{0.683}{2 \times 183.70} + \left(\frac{28.121}{70.2} \right) = 0.402 \leq 1.0 \quad ; (\text{OK})$$

Kontrol geser :

$$\phi V_n = 47.4 \text{ kip} > V_u = 14.05 \text{ kip} \quad ; (\text{OK})$$

4.4.1.2 Analisis Bergoyang

Pada analisis bergoyang digunakan beban terfaktor kombinasi 2, dimana terdapat beban lateral yang dapat mengakibatkan goyangan. Analisis bergoyang dibagi menjadi dua kondisi yaitu kondisi tidak bergoyang dan kondisi bergoyang. Saat kondisi tidak bergoyang digunakan beban mati, beban hidup dan beban hujan sedangkan pada analisis bergoyang ditambahkan dengan beban lateral. Momen lentur terfaktor yang terjadi merupakan akumulasi momen yang terjadi pada masing-masing kondisi setelah dikalikan dengan faktor perbesaran momen.

Kondisi tidak bergoyang :

Menghitung faktor c_m :

$$c_m = 0.6 - 0.4 \frac{Mu_1}{Mu_2}$$

$$c_m = 0.6 - 0.4 \frac{16.798}{19.045}$$

$$c_m = 0.247$$

Menghitung parameter kelangsingan kolom (λ_c) :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{3.14} \times \frac{1 \times 13.123}{0.356} \sqrt{\frac{5184}{4.177 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 0.414$$

Menghitung gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{crb}) :

$$N_{crb} = \frac{A_g f_y}{\lambda_c^2}$$

$$N_{crb} = \frac{0.045 \times 5184}{(0.414)^2}$$

$$N_{crb} = 1364.69 \text{ kip}$$

Menghitung faktor amplifikasi momen komponen struktur tak bergoyang (δ_b) :

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1$$

$$\delta_b = \frac{0.247}{1 - \left(\frac{0.440}{1364.69} \right)}$$

$$\delta_b = 0.247 \leq 1.0 \text{ dipakai } \delta_b = 1$$

Kondisi bergoyang :

Menghitung parameter kelangsingan kolom (λ_c) :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{3.14} \times \frac{1.2 \times 13.123}{0.355} \sqrt{\frac{5184}{4.177 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 0.497$$

Menghitung gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{crs}) :

$$N_{crs} = \frac{A_g f_y}{\lambda_c^2}$$

$$N_{crs} = \frac{0.045 \times 5184}{(0.497)^2}$$

$$N_{crs} = 947.70 \text{ kip}$$

Menghitung faktor amplifikasi momen komponen struktur bergoyang (δ_s) :

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crs}} \right)}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left(\frac{0.440}{947.70} \right)} = 1.0005$$

Menghitung momen lentur terfaktor (M_u) :

$$M_u = \delta_b \times M_{ntu} + \delta_s \times M_{ltu}$$

$$M_u = (1 \times 19.045) + (1.0005 \times 19.560) = 38.614 \text{ kip ft}$$

Walaupun nilai M_{ntu} dan M_{ltu} berbeda, keduanya terdistribusi serupa sehingga nilai C_b hampir sama. Didapat nilai momen nominal dari hasil perhitungan yang lebih besar dari momen plastis. Maka dipakai nilai momen nominal sama dengan momen plastis.

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 70.2 \text{ kip ft}$$

Menghitung daya dukung nominal komponen struktur tekan (N_n):

$$0.25 < \lambda_c = 0.414 < 1.2$$

, maka :

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67\lambda_c}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.414}$$

$$\omega = 1.082$$

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega}$$

$$N_n = 0.045 \times \frac{5184}{1.082}$$

$$N_n = 207.05 \text{ kip}$$

Kontrol terhadap tekan :

$$\phi N_n = 0.85 \times 207.05$$

$$\phi N_n = 176 \text{ kip}$$

Kontrol beam – kolom :

$$\frac{N_u}{\phi N_n} = \frac{12.492}{176} = 0.07 \leq 0.2 \text{ ; maka}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{0.12.492}{2 \times 176} + \left(\frac{38.614}{70.2} \right) = 0.586 \leq 1.0 \text{ ; (OK)}$$

Kontrol geser :

$$\phi V_n = 47.4 \text{ kip} > V_u = 0.5653 \text{ kip} \text{ ; (OK)}$$

4.4.2 Kontrol Kolom

Diambil perhitungan pada portal delapan lantai dengan pengaku terletak pada tepi dan pengaku lainnya di tengah bentang (portal B8). Diambil data gaya-gaya dalam pada kolom 4 portal B8. Kolom menggunakan profil W 8 X 31.

Data-data profil:

$$E = 200000 \text{ Mpa} = 4.177 \times 10^6 \text{ kip/ft}^2$$

$$L = 3500 \text{ mm} = 11.483 \text{ ft}$$

$$f_y = 248 \text{ MPa} = 5184 \text{ kip/ft}^2$$

$$A_g = 9.13 \text{ in}^2 = 0.063 \text{ ft}^2$$

$$r_x = 3.47 \quad \text{in} = 0.289 \quad \text{ft}$$

$$L_p = 8.4 \quad \text{ft}$$

$$L_r = 32.0 \quad \text{ft}$$

$$\frac{bf}{2tf} = 9.2$$

$$\frac{h}{tw} = 22.2$$

$$\phi V_n = 61.6 \quad \text{kip}$$

$$\phi_b M_p = 82.1 \quad \text{kip-ft}$$

$$\phi_b M_r = 53.6 \quad \text{kip-ft}$$

Hasil perhitungan STAAD Pro :

- Kombinasi 1 : $1.2 D + 1.6 L + 0.5 H$

$$M_{u1} = 4.835 \quad \text{kip ft}$$

$$M_{u2} = M_{ntu} = 10.647 \quad \text{kip ft}$$

$$M_A = 0.965 \quad \text{kip ft}$$

$$M_B = 2.906 \quad \text{kip ft}$$

$$M_C = 6.777 \quad \text{kip ft}$$

$$N_u = 205.668 \quad \text{kip}$$

$$V_u = 1.348 \quad \text{kip}$$

- Kombinasi 2 : $1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L$

Terdiri dari : (A) $1.2 D + 0.5 L$

$$M_{u1} = 3.307 \quad \text{kip ft}$$

$$M_{u2} = 7.283 \quad \text{kip ft}$$

$$N_{u1} = 141.474 \quad \text{kip}$$

$$V_u = 0.651 \quad \text{kip}$$

(B) $1.0 E$

$$M_{ltu} = 2.372 \quad \text{kip ft}$$

$$N_u = 212.972 \quad \text{kip}$$

4.4.2.1 Analisis Tidak Bergoyang

Pada analisis tidak bergoyang digunakan beban kombinasi 1, dimana pada kombinasi ini tidak terdapat beban lateral yang dapat mengakibatkan goyangan.

Beban-beban yang bekerja pada struktur adalah simetris yang terdiri dari beban mati, beban hidup dan beban hujan.

Menghitung faktor c_m :

$$c_m = 0.6 - 0.4 \frac{Mu_1}{Mu_2}$$

$$c_m = 0.6 - 0.4 \frac{4.835}{10.647}$$

$$c_m = 0.418$$

Menghitung parameter kelangsingan kolom (λ_c) :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{3.14} \times \frac{1 \times 13.123}{0.289} \sqrt{\frac{5184}{4.177 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 0.446$$

Menghitung gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{crb}) :

$$N_{crb} = \frac{A_g f_y}{\lambda_c^2}$$

$$N_{crb} = \frac{0.063 \times 5184}{(0.446)^2}$$

$$N_{crb} = 1247.31 \text{ kip}$$

Menghitung faktor amplifikasi momen untuk komponen struktur tak bergoyang (δ_b) :

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1$$

$$\delta_b = \frac{0.418}{1 - \left(\frac{141.474}{1655.84} \right)}$$

$$\delta_b = 0.478 \leq 1.0 \text{ dipakai } \delta_b = 1$$

Menghitung momen lentur terfaktor (M_u) :

$$M_u = \delta_b \times M_{nu}$$

$$M_u = 1 \times 10.647$$

$$M_u = 10.647 \text{ kip ft}$$

Cek kapasitas :

- flange local buckling

$$\frac{bf}{2tf} = 9.2 \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{248}} = 10.8 \quad ; \text{ (penampang kompak)}$$

- web local buckling

$$\frac{h}{tw} = 22.2 \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = \frac{1680}{\sqrt{248}} = 106.7 \quad ; \text{ (penampang kompak)}$$

- lateral torsional buckling

$$L_p = 8.4 \text{ ft} < L_b = 13.123 \text{ ft} < L_r = 32.0 \text{ ft} \quad ; \text{ (bentang menengah)}$$

Menghitung faktor pengali momen C_b :

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5 \times 10,647}{2.5 \times 10.647 + 3 \times 0.965 + 4 \times 2.906 + 3 \times 6.777}$$

$$C_b = 2.165$$

Kuat nominal komponen struktur terfaktor ($\phi_b M_n$) :

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad ; \text{ (bentang menengah)}$$

$$\phi_b M_n = C_b \left[\phi_b M_r + (\phi_b M_p - \phi_b M_r) \frac{(L_r - L)}{(L_r - L_p)} \right] \leq \phi_b M_p$$

$$\phi_b M_n = 2.165 \times \left[53.6 + (82.1 - 53.6) \frac{(32.0 - 13.123)}{(32.0 - 8.4)} \right]$$

$$\phi_b M_n = 169.7 \text{ kip ft} \geq \phi_b M_p$$

$$\text{maka dipakai } \phi_b M_n = \phi_b M_p = 82.1 \text{ kip ft}$$

Menghitung daya dukung nominal komponen struktur tekan (N_n):

$$0.25 < \lambda_c = 0.446 < 1.2 \quad , \text{ maka :}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67\lambda_c}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.446}$$

$$\omega = 1.099$$

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega}$$

$$N_n = 0.063 \times \frac{5184}{1.099}$$

$$N_n = 299.14 \text{ kip}$$

$$\phi N_n = 0.85 \times 299.14$$

$$\phi N_n = 254.27 \text{ kip}$$

Kontrol beam – kolom :

$$\frac{N_u}{\phi N_n} = \frac{205.668}{254.27} = 0.81 \geq 0.2 \quad ; \text{ maka}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{205.668}{254.27} + \frac{8}{9} \left(\frac{10.647}{82.1} \right) = 0.924 \leq 1.0 \quad ; (\text{OK})$$

Kontrol geser :

$$\phi V_n = 61.6 \text{ kip} > N_u = 1.348 \text{ kip} \quad ; (\text{OK})$$

4.4.2.2 Analisis Bergoyang

Pada analisis bergoyang digunakan beban terfaktor kombinasi 2, dimana terdapat beban lateral yang dapat mengakibatkan goyangan. Analisis bergoyang dibagi menjadi dua kondisi yaitu kondisi tidak bergoyang dan kondisi bergoyang. Saat kondisi tidak bergoyang digunakan beban mati, beban hidup dan beban hujan sedangkan pada analisis bergoyang ditambahkan dengan beban lateral. Momen lentur terfaktor yang terjadi merupakan akumulasi momen yang terjadi pada masing-masing kondisi setelah dikalikan dengan faktor perbesaran momen.

Kondisi tidak bergoyang :

Menghitung faktor c_m :

$$c_m = 0.6 - 0.4 \frac{Mu_1}{Mu_2}$$

$$c_m = 0.6 - 0.4 \frac{3.307}{7.283}$$

$$c_m = 0.418$$

Menghitung parameter kelangsingan kolom (λ_c) :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{3.14} \times 0.289 \sqrt{\frac{5184}{4.177 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 0.446$$

Menghitung gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{crb}) :

$$N_{crb} = \frac{A_g f_y}{\lambda_c^2}$$

$$N_{crb} = \frac{0.063 \times 5184}{(0.446)^2}$$

$$N_{crb} = 1644.84 \text{ kip}$$

Menghitung faktor amplifikasi momen komponen struktur tak bergoyang (δ_b) :

$$\delta_b = \frac{c_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1$$

$$\delta_b = \frac{0.418}{1 - \left(\frac{141.474}{1655.84} \right)}$$

$$\delta_b = 0.457 \leq 1.0 \text{ dipakai } \delta_b = 1$$

Kondisi bergoyang :

Menghitung parameter kelangsingan kolom (λ_c) :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{3.14} \times \frac{1.2 \times 13.123}{0.289} \sqrt{\frac{5184}{4.177 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 0.535$$

Menghitung gaya tekuk elastis komponen struktur (N_{crs}) :

$$N_{crs} = \frac{A_g f_y}{\lambda_c^2}$$

$$N_{crs} = \frac{0.063 \times 5184}{(0.535)^2}$$

$$N_{crs} = 1149.89 \text{ kip}$$

Menghitung faktor amplifikasi momen komponen struktur bergoyang (δ_s) :

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crs}} \right)}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left(\frac{141,474}{1149,89} \right)} = 1.1403$$

Menghitung momen lentur terfaktor (M_u) :

$$M_u = \delta_b \times M_{ntu} + \delta_s \times M_{ltu}$$

$$M_u = (1 \times 7.283) + (1.1403 \times 2.372) = 9.988 \text{ kip ft}$$

Walaupun nilai M_{ntu} dan M_{ltu} berbeda, keduanya terdistribusi serupa sehingga nilai C_b hampir sama. Didapat nilai momen nominal dari hasil perhitungan yang lebih besar dari momen plastis. Maka dipakai nilai momen nominal sama dengan momen plastis.

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 82.1 \text{ kip ft}$$

Menghitung daya dukung nominal komponen struktur tekan (N_n):

$$0.25 < \lambda_c = 0.535 < 1.2, \text{ maka :}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67\lambda_c}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 0.535}$$

$$\omega = 1.15$$

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega}$$

$$N_n = 0.063 \times \frac{5184}{1.15}$$

$$N_n = 283.6 \text{ kip}$$

Kontrol terhadap tekan :

$$\phi N_n = 0.85 \times 283.6$$

$$\phi N_n = 242.6 \text{ kip}$$

Kontrol beam – kolom :

$$\frac{N_u}{\phi N_n} = \frac{212.972}{242.6} = 0.87 \geq 0.2 ; \text{ maka}$$

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{212.972}{242.6} + \frac{8}{9} \times \left(\frac{7.283}{82.1} \right) = 0.986 \leq 1.0 ; (\text{OK})$$

Kontrol geser :

$$\phi V_n = 61.6 \text{ kip} > V_u = 0.651 \text{ kip} ; (\text{OK})$$

4.4.3 Kontrol Pengaku

Bracing dikontrol terhadap gaya aksial baik berupa gaya tarik atau gaya tekan. Untuk *bracing* digunakan profil L 5 x 5 x 5/8.

Data profil :



$$\begin{aligned}
 E &= 200000 & \text{Mpa} &= 4.177 \times 10^6 \text{ kip/ft}^2 \\
 L &= 4031 & \text{mm} &= 13.225 \text{ ft} \\
 f_y &= 248 & \text{MPa} &= 5184 \text{ kip/ft}^2 \\
 A_g &= 5.86 & \text{in}^2 &= 0.041 \text{ ft}^2 \\
 r &= 1.52 & \text{in} &= 0.127 \text{ ft}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan STAAD Pro :

Gaya tarik maksimum (balok 99) : 19.285 kip (portal C8)

Gaya tekan maksimum (balok 92) : 39.109 kip (portal B8)

Kontrol tarik :

Kontrol terhadap pelepasan

$$\phi N_n = 0.9 A_g f_y$$

$$\phi N_n = 0.9 \times 0.041 \times 5184$$

$$\phi N_n = 189.86 \text{ kip}$$

$$\phi N_n = 189.86 \text{ kip} > N_u = 19.285 \text{ kip} ; \quad (\text{OK})$$

Kontrol tekan :

Menentukan parameter kelangsingan kolom λ_c :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_k}{r} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{3.14} \times \frac{1 \times 13.225}{0.127} \sqrt{\frac{5184}{4.177 \times 10^6}}$$

$$\lambda_c = 1.171$$

Menghitung daya dukung nominal komponen struktur tekan (N_n):

$$0.25 < \lambda_c = 1.171 < 1.2 \quad , \text{ maka : } \omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67\lambda_c}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \times 1.171}$$

$$\omega = 1.75$$

$$N_n = A_g f_{cr} = A_g \frac{f_y}{\omega}$$

$$N_n = 0.041 \times \frac{5184}{1.75}$$

$$N_n = 121.4 \text{ kip}$$

$$\phi N_n = 0.85 \times 121.4$$

$$\phi N_n = 102.22 \text{ kip} > Nu = 39.109 \text{ kip} \quad ; (\text{OK})$$

4.4.4. Hasil Perpindahan Lateral

Setelah proses desain dan perhitungan kekuatan penampang komponen struktur telah dilakukan dan profil yang dipilih sudah aman digunakan, maka dapat dilanjutkan kembali proses perhitungan untuk mengetahui besarnya perpindahan lateral masing-masing join pada masing-masing portal. Dari hasil perhitungan didapat nilai perpindahan lateral tiap-tiap titik pada masing-masing tingkat untuk portal dengan variasi jumlah lantai maupun tata letak pengaku yang berbeda. Hasil rata-rata perpindahan lateral tiap tingkat tersebut ditabulasikan dalam tabel sebagai berikut :

Tabel 4.5. Perpindahan lateral portal 2 lantai

Tata Letak	Lantai	
	1	2
A2	0,153	0,277
B2	0,147	0,376
C2	0,143	0,285

Tabel 4.6. Perpindahan lateral portal 4 lantai

Tata Letak	Lantai			
	1	2	3	4
A4	0,657	1,591	2,559	3,340
B4	0,653	2,100	3,905	5,680
C4	0,651	1,943	3,450	4,851

Tabel 4.7. Perpindahan lateral portal 6 lantai

Tata Letak	Lantai					
	1	2	3	4	5	6
A6	0,996	2,747	4,937	7,308	9,644	11,703
B6	1,003	3,735	7,598	12,113	16,836	21,372
C6	1,001	3,616	7,248	11,442	15,764	19,875

Tabel 4.8 Perpindahan lateral portal 8 lantai

Tata Letak	Lantai							
	1	2	3	4	5	6	7	8

A8	1,337	4,025	7,684	12,015	16,729	21,532	26,223	30,530
B8	1,352	5,477	11,635	19,280	27,835	36,801	45,785	54,375
C8	1,352	5,546	11,815	19,627	28,369	37,534	46,700	55,508

4.4.5. Kinerja batas ultimit

Kinerja batas ultimit struktur gedung ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur gedung di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan. Simpangan dan simpangan antar tingkat ini dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa nominal, dikalikan dengan faktor pengali ξ sebagai berikut :

$$\xi = 0.7R$$

$$\xi = 0.7 \times 8.5$$

$$\xi = 5.95$$

Diambil hasil perpindahan lateral portal delapan lantai dengan kedua pengakunya terletak pada tepi bentang (portal C8).

Data-data perpindahan lateral :

Defleksi lateral lantai C8 (lantai 8) : 55.508 mm

Menghitung simpangan antar tingkat :

$$\xi\Delta = 5.95 \times (55.508 - 0)$$

$$\xi\Delta = 330.275 \text{ mm}$$

Menghitung simpangan Maksimum :

$$D_{maks} = 0,02 \times H$$

$$D_{maks} = 0.02 \times 28000$$

$$D_{maks} = 560 \text{ mm}$$

Rasio simpangan antar tingkat terhadap simpangan maksimum :

$$\frac{\xi\Delta}{D_{maks}} = \frac{330.275}{560}$$

$$\frac{\xi\Delta}{D_{maks}} = 0.590 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

Tabel 4.9. Rasio simpangan portal A2

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	0.153	0.909	70	0.013
2	0.277	1.647	140	0.012

Tabel 4.10. Rasio simpangan portal B2

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	0.147	0.877	70	0.013
2	0.376	2.237	140	0.016

Tabel 4.11. Rasio simpangan portal C2

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	0.143	0.853	70	0.012
2	0.285	1.695	140	0.012

Tabel 4.12. Rasio simpangan portal A4

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	0.657	3.907	70	0.056
2	1.591	9.466	140	0.068
3	2.559	15.224	210	0.072
4	3.340	19.875	280	0.071

Tabel 4.13. Rasio simpangan portal B4

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	0.653	3.885	70	0.055
2	2.100	12.495	140	0.089
3	3.905	23.236	210	0.111
4	5.680	33.797	280	0.121

Tabel 4.14. Rasio simpangan portal C4

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	0.653	3.885	70	0.055
2	2.100	12.495	140	0.089
3	3.905	23.236	210	0.111
4	5.680	33.797	280	0.121

1	0.651	3.872	70	0.055
2	1.943	11.558	140	0.083
3	3.450	20.526	210	0.098
4	4.851	28.865	280	0.103

Tabel 4.15. Rasio simpangan portal A6

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	0.996	5,927	70	0.085
2	2.747	16.346	140	0.117
3	4.937	29.376	210	0.140
4	7.308	43.483	280	0.155
5	9.644	57.383	350	0.164
6	11.703	69.633	420	0.166

Tabel 4.16. Rasio simpangan portal B6

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	1.003	5.968	70	0.085
2	3.735	22.226	140	0.159
3	7.598	45.210	210	0.215
4	12.113	72.072	280	0.257
5	16.836	100.175	350	0.286
6	21.372	127.163	420	0.303

Tabel 4.17. Rasio simpangan portal C6

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	1.001	5.955	70	0.085
2	3.616	21.518	140	0.154
3	7.248	43.123	210	0.205
4	11.442	68.081	280	0.243
5	15.764	93.795	350	0.268
6	19.875	118.254	420	0.282

Tabel 4.18. Rasio simpangan portal A8

Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	1.337	7.954	70	0.114
2	4.025	23.948	140	0.171
3	7.684	45.722	210	0.218
4	12.015	71.488	280	0.255
5	16.729	99.537	350	0.284
6	21.532	128.115	420	0.305

7	26.223	156.027	490	0.318
8	30.530	181.656	560	0.324

Tabel 4.19. Rasio simpangan portal B8

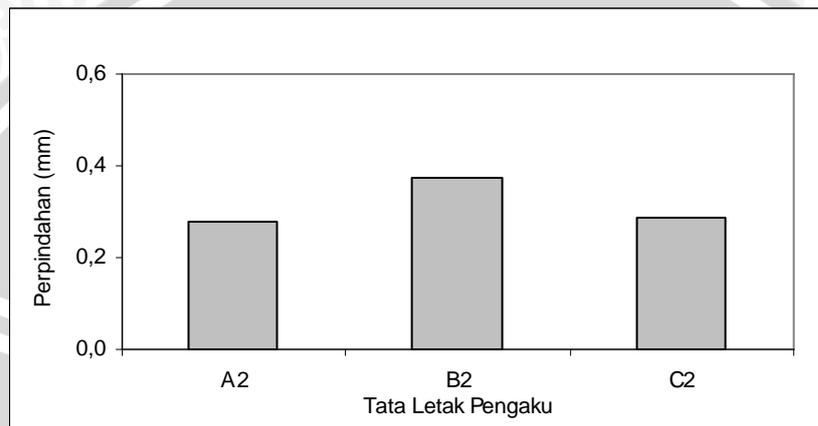
Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	1.352	8.042	70	0.115
2	5.477	32.586	140	0.233
3	11.635	69.227	210	0.330
4	19.280	114.713	280	0.410
5	27.835	165.616	350	0.473
6	36.801	218.969	420	0.521
7	45.785	272.422	490	0.556
8	54.375	323.533	560	0.578

Tabel 4.20. Rasio simpangan portal C8

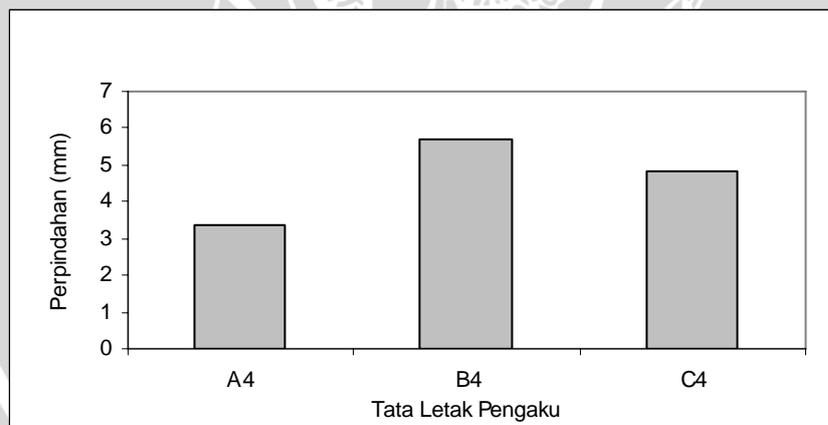
Lantai	D mm	$\xi \Delta$ mm	Dmaks mm	Rasio
1	1.352	8.045	70	0.115
2	5.546	32.997	140	0.236
3	11.815	70.301	210	0.335
4	19.627	116.782	280	0.417
5	28.369	168.796	350	0.482
6	37.534	223.330	420	0.532
7	46.700	277.864	490	0.567
8	55.508	330.275	560	0.590

4.4.6. Penyajian Grafik

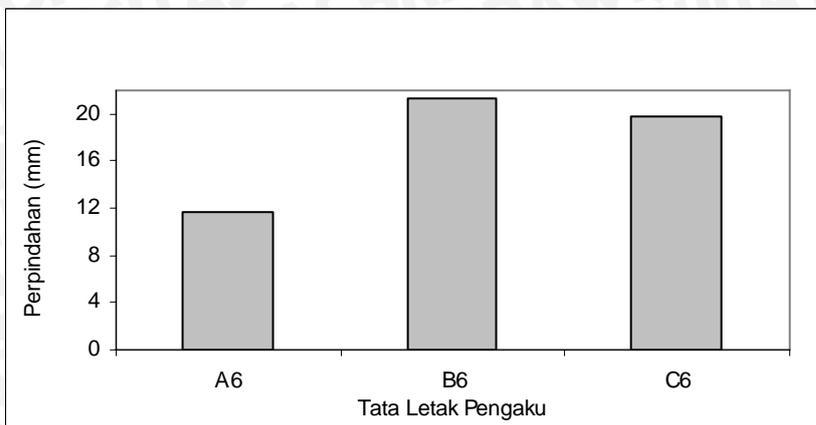
Dengan menggunakan data-data yang ada diatas, maka dilanjutkan kembali dengan pembuatan grafik sebagai perbandingan secara grafis. Dengan melihat grafik, diharapkan dapat memberikan gambaran visual dari adanya perbedaan yang terjadi pada portal yang dianalisis.



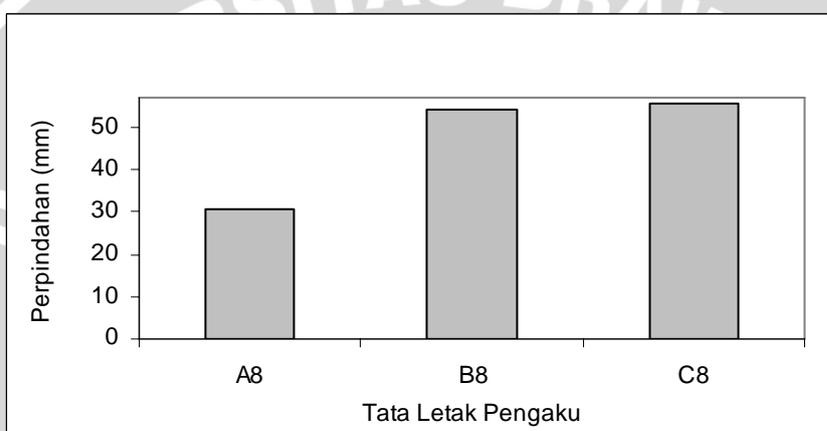
Gambar 4.6 Grafik perpindahan lateral maksimum portal 2 lantai



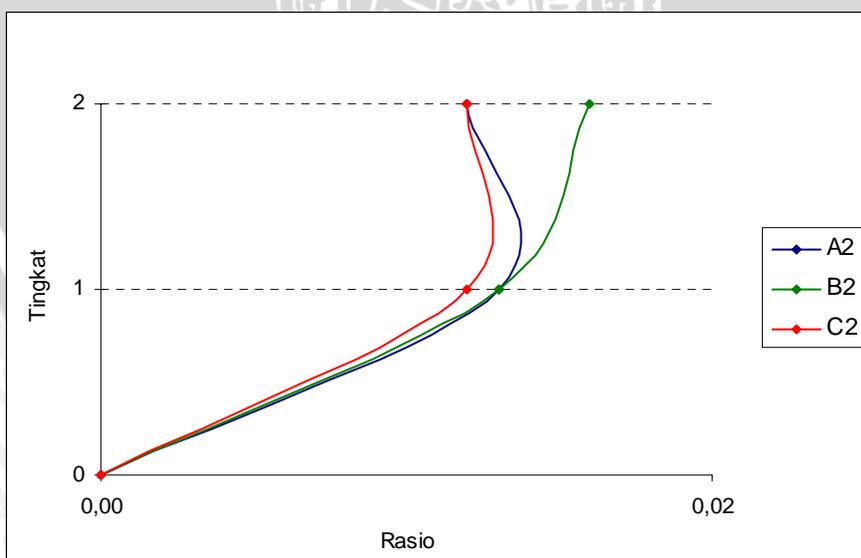
Gambar 4.7 Grafik perpindahan lateral maksimum portal 4 lantai



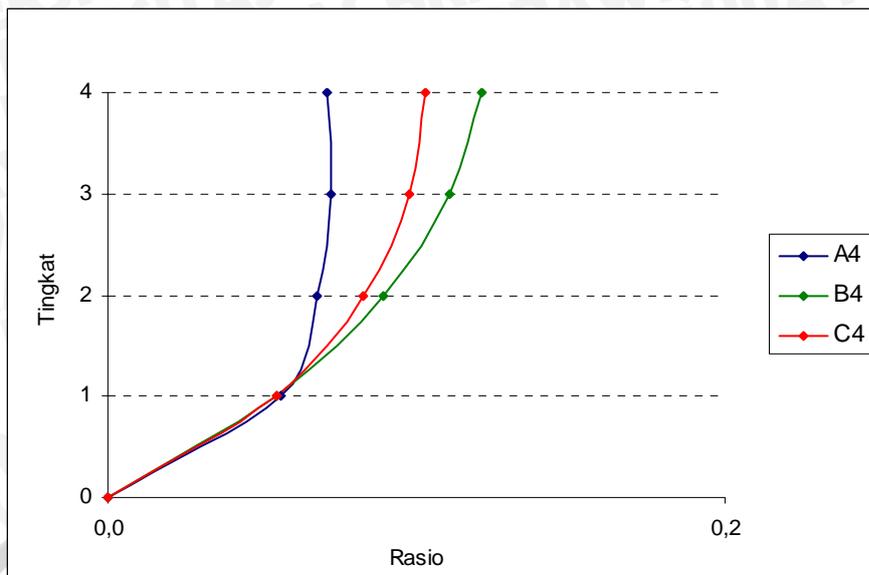
Gambar 4.8 Grafik perpindahan lateral maksimum portal 6 lantai



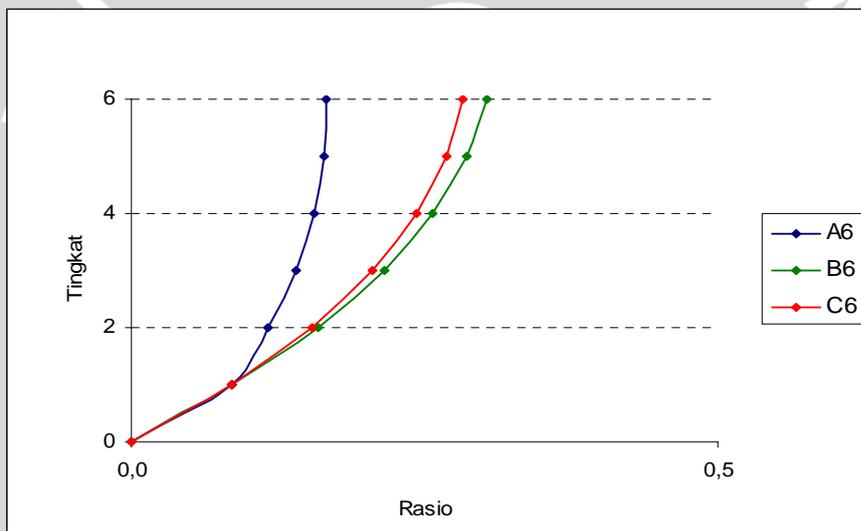
Gambar 4.9 Grafik perpindahan lateral maksimum portal 8 lantai



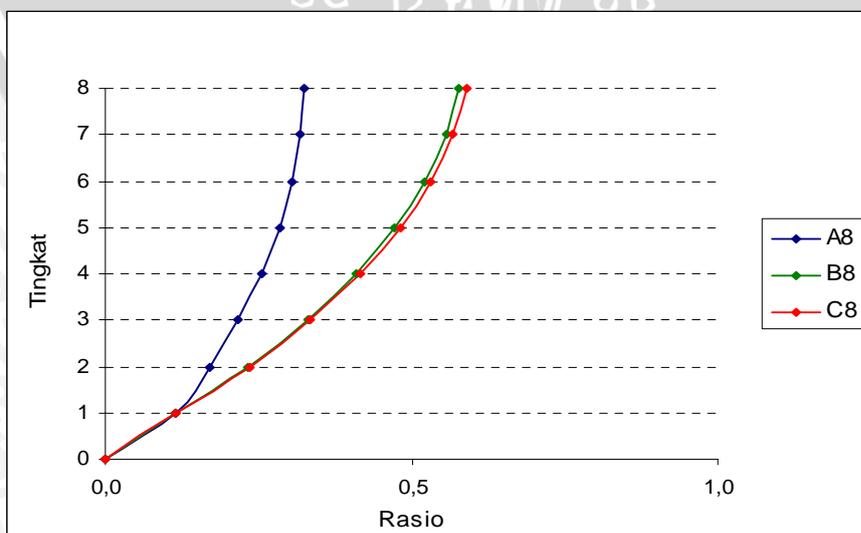
Gambar 4.10 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal 2 lantai



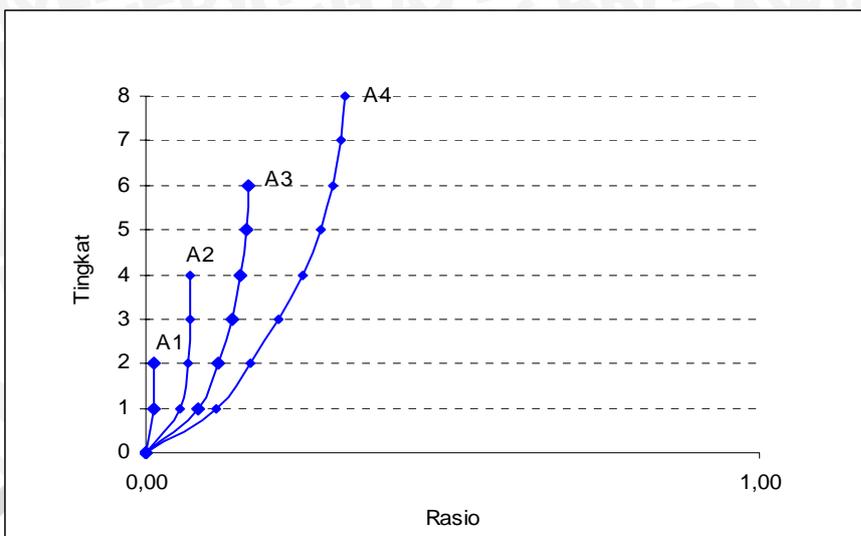
Gambar 4.11 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal 4 lantai



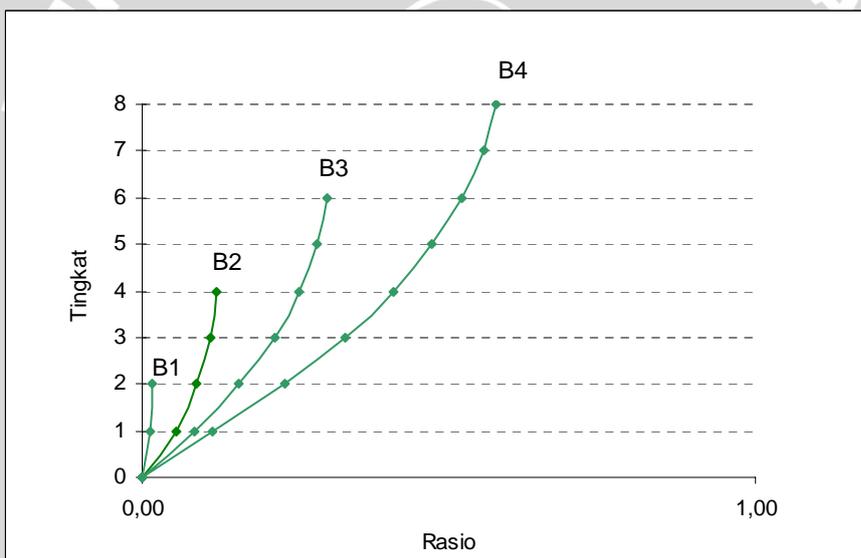
Gambar 4.12 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal 6 lantai



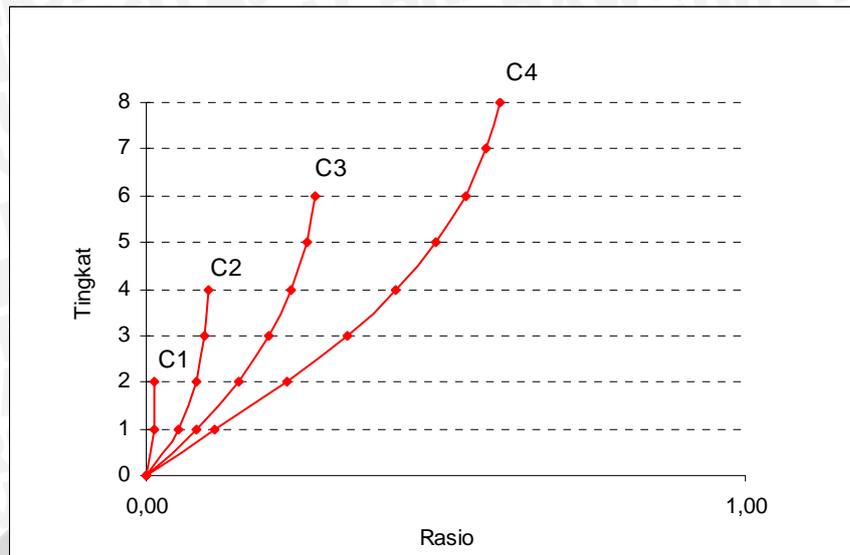
Gambar 4.13 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal 8 lantai



Gambar 4.14 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal A



Gambar 4.15 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal B



Gambar 4.16 Grafik rasio kondisi batas ultimit pada portal C

Gambar 4.6 sampai dengan Gambar 4.9 merupakan gambar grafik perpindahan lateral maksimum pada masing-masing jenis portal yang dipengaruhi oleh beban lateral. Jenis portal tersebut dibedakan berdasarkan tata letak pengaku (*bracing*), terdiri dari portal A, B dan C. Grafik dibedakan berdasarkan jumlah lantai dari masing-masing portal. Grafik ini memberikan gambaran tata letak pengaku (*bracing*) pada portal yang paling efektif dalam menahan beban lateral untuk masing-masing jumlah lantai.

Sedangkan Gambar 4.10 sampai dengan Gambar 4.13 menggambarkan kinerja batas ultimit portal A, B maupun C yang merupakan rasio perpindahan lateral tiap-tiap tingkat pada portal terhadap perpindahan lateral maksimum struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat beban gempa rencana. Grafik diatas dibedakan berdasarkan jumlah lantai dari masing-masing portal dan menunjukkan pola serta rasio perpindahan lateral yang lebih detail dari masing-masing lantai tiap jenis portal.

Untuk lebih memperjelas pengaruh jumlah lantai untuk masing-masing tata letak pengaku yang ada, disajikan Gambar 4-14 sampai dengan Gambar 4-16. Gambar ini menyajikan grafik dengan skala yang sama sehingga dapat dibandingkan perpindahan lateral secara keseluruhan akibat perbedaan tata letak pengaku maupun jumlah lantai.

Dari tabel diatas dapat dibuat ringkasan kinerja batas ultimit pada portal akibat perpindahan lateral maksimum tiap-tiap jumlah lantai, sehingga dapat memberikan

gambaran singkat kinerja masing-masing portal dalam menerima beban horisontal yang bekerja pada portal.

Tabel 4.21 Rasio kinerja batas ultimit akibat perpindahan lateral maksimum

Tipe Pengaku	2 Lantai		4 Lantai		6 Lantai		8 Lantai	
	Perpindahan Lateral (mm)	Rasio KBU						
A	0,277	0,012	3,340	0,071	11,703	0,166	30,530	0,324
B	0,376	0,016	5,680	0,121	21,372	0,303	54,375	0,578
C	0,285	0,012	4,851	0,103	19,875	0,282	55,508	0,590

4.5. Pembahasan

Berdasarkan pemahaman bahwa semakin kecil perpindahan lateral yang terjadi pada portal dalam suatu struktur, maka semakin meningkat nilai keamanan dan kenyamanan yang diberikan oleh struktur portal tersebut. Dengan pemahaman ini dilakukan simulasi dengan memberikan beban lateral untuk beberapa variasi portal yang dibedakan berdasarkan tata letak pengakunya dan jumlah lantai. Dalam hal ini digunakan pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" pada portal 2,4,6 dan 8 lantai. Pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" tersebut disimulasikan tata letaknya didalam portal untuk mengetahui efektifitas masing-masing tata letak pengaku tersebut pada portal. Portal dibedakan menjadi 3 tata letak pengaku (*bracing*) diantaranya portal A dimana kedua pengakunya diletakkan ditengah, portal B dengan pengaku diletakkan ditengah dan tepi portal C dengan kedua pengakunya diletakkan di tepi portal. Ketiga tata letak tersebut dianggap cukup mewakili terhadap beberapa tata letak pengaku yang ada. Dari ketiga tata letak pengaku tersebut pada akhirnya diharapkan dapat diketahui tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" yang paling efektif dalam menahan beban horisontal.

Dari pengamatan gambar grafik yang ada dapat dilihat bahwa tiap jenis portal mengalami perpindahan lateral yang berbeda-beda setelah diberi beban yang sama untuk tiap jumlah lantai. Dengan kata lain portal-portal ini memiliki perbedaan kemampuan dalam menahan dan memberikan respon terhadap beban yang sama. Dalam grafik terlihat adanya pola perpindahan lateral semakin meningkat untuk masing-masing jenis portal seiring dengan bertambahnya jumlah tingkat. Namun

seiring dengan bertambahnya jumlah tingkat juga dapat dilihat perbedaan perpindahan lateral yang semakin jelas diantara portal.

Dari pengamatan Gambar 4.6 sampai dengan Gambar 4.9, perpindahan lateral maksimum terjadi pada portal B untuk jumlah lantai 2,4 dan 6 dimana pada portal 2 lantai (B2) perpindahan maksimum yang terjadi sebesar 0,376 mm, portal 4 lantai (B4) sebesar 5,680 mm dan portal 6 lantai (B6) sebesar 21,372 mm. Sedangkan untuk 8 lantai perpindahan maksimum terjadi pada portal C (C8) dengan pengaku terletak di tepi-tepi portal sebesar 55,508 mm. Didapat bahwa portal B pada umumnya memiliki nilai perpindahan lateral maksimum dibandingkan dengan dua jenis portal lainnya. Namun seiring dengan bertambahnya tingkat, nilai tersebut semakin berhimpit dengan portal C hingga pada akhirnya perpindahan lateral yang terjadi pada portal B8 lebih kecil dibandingkan pada portal C8.

Gambar 4.10 sampai dengan Gambar 4.13 menunjukkan grafik kinerja batas ultimit yang terjadi pada tiap-tiap tingkat pada portal 2, 4, 6 dan 8 lantai. Sampai dengan tingkat pertama untuk tiap-tiap jenis portal dengan masing-masing jumlah lantai, besarnya nilai kinerja batas ultimit hampir sama. Nilai ini kemudian mulai menunjukkan perbedaan yang jelas diantara jenis portal dengan bertambahnya jumlah lantai. Hal ini disebabkan karena beban horisontal yang terjadi pada tingkat pertama lebih kecil dibandingkan dengan tingkat di atasnya. Sehingga perpindahan lateral yang terjadi juga relatif kecil. Dapat dilihat pada Gambar 4.10 dimana semula kinerja batas ultimit portal A lebih besar dari portal C pada tingkat pertama untuk portal 2 lantai yang kemudian nilai tersebut menjadi sama pada tingkat kedua. Untuk selanjutnya pada Gambar 4.11 sampai dengan Gambar 4.13, kinerja batas ultimit portal A lebih kecil dari dua portal lainnya. Portal B merupakan portal dengan nilai kinerja batas ultimit terbesar diantara dua portal lainnya, hingga pada akhirnya untuk portal 8 lantai nilainya lebih kecil dari portal C .

Hal ini terlihat pada tabel 4.21 untuk portal 2,4 dan 6 lantai, kinerja batas ultimit portal B lebih besar dibandingkan portal C. Sedangkan untuk portal 8 lantai, nilai portal C8 (0,590) lebih besar dari portal B8 dengan nilai kinerja batas ultimit 0,578. Portal A dengan kedua pengakunya terletak ditengah-tengah portal merupakan portal dengan nilai perpindahan lateral terkecil dari semua tata letak pengaku dan jumlah lantai yang ada dengan nilai kinerja batas ultimit sebesar 0,012 untuk portal 2 lantai, 0,071 untuk portal 4 lantai, 0,166 untuk portal 6 lantai dan 0,324 untuk portal 8

lantai. Dapat dilihat bahwa semakin bertambah jumlah lantai, nilai kinerja batas ultimit portal A lebih kecil dibandingkan dengan dua jenis portal lainnya. Adanya nilai kinerja batas ultimit yang cukup kecil pada portal dua lantai mengindikasikan bahwa belum perlu penggunaan pengaku karena gaya horisontal yang terjadi masih terlalu kecil jika dibandingkan dengan jumlah lantai pada portal. Untuk mencapai struktur yang lebih ekonomis pada kondisi ini profil dapat diperkecil atau memperlebar jarak antar kolom sehingga didapat nilai rasio kondisi batas ultimit yang diinginkan. Sehingga dapat disimpulkan bahwa semakin kecil nilai kinerja batas ultimit, maka semakin kecil juga besarnya perpindahan yang terjadi pada suatu struktur.

Asumsi sederhana dapat juga digunakan dalam desain dimana pengaku dianggap sebagai suatu sistem kantilever vertikal. Bersama-sama dengan struktur portal sistem kantilever ini menahan beban horisontal yang bekerja pada struktur. Pada portal dengan pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" yang terletak pada sisi tepi bentang (portal B dan portal C) dimana sistem kantilever bekerja pada tepi bentang menghasilkan perpindahan lateral yang lebih besar dibandingkan dengan portal dengan tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" yang kedua pengakunya terletak di tengah bentang (portal A). Hal ini disebabkan karena beban horisontal pada portal A ditahan oleh sistem kantilever vertikal yang bekerja di tengah-tengah bentang dan juga ditahan oleh kolom yang ada pada kedua sisi terluar struktur portal. Sedangkan pada portal B dan portal C dengan sistem kantilever berada pada tepi struktur portal, beban horisontal hanya ditahan oleh sistem itu sendiri. Sehingga perpindahan lateral yang terjadi pada portal dengan sistem kantilever vertikal pada tengah struktur menjadi lebih kecil dibandingkan dengan sistem kantilever vertikal pada tepi struktur.

Geometris tata letak pengaku ganda yang bervariasi akan menghasilkan kekakuan yang berbeda-beda dan tentunya akan mempengaruhi ketahanannya terhadap beban lateral. Portal A dengan pengaku ganda keduanya terletak pada tengah-tengah struktur, mempunyai kekakuan struktur yang lebih besar dibandingkan dua jenis portal lainnya, sehingga mempunyai nilai determinan matrik kekakuan global terbesar. Nilai determinan kekakuan global tersebut berbanding terbalik dengan invers matriks kekakuan globalnya. Dari persamaan global diketahui bahwa vektor perpindahan sebanding dengan invers matrik kekakuan global. Sehingga semakin

besar nilai determinan matriks kekakuan global suatu struktur, maka semakin kecil perpindahan yang terjadi. Dari sini dapat diambil kesimpulan bahwa tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" yang paling efektif dalam menahan beban horisontal adalah tata letak pengaku pada portal A dimana kedua pengakunya terletak di tengah bentang portal.



UNIVERSITAS BRAWIJAYA

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Setelah mengadakan analisis terhadap tiga tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" pada portal baja bertingkat dengan variasi jumlah lantai, yaitu dua, empat, enam dan delapan lantai, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk "K" yang bervariasi pada portal baja bertingkat akan menghasilkan nilai kekakuan struktur yang berbeda-beda. Hal ini berpengaruh pada perpindahan lateral yang terjadi. Sehingga dengan

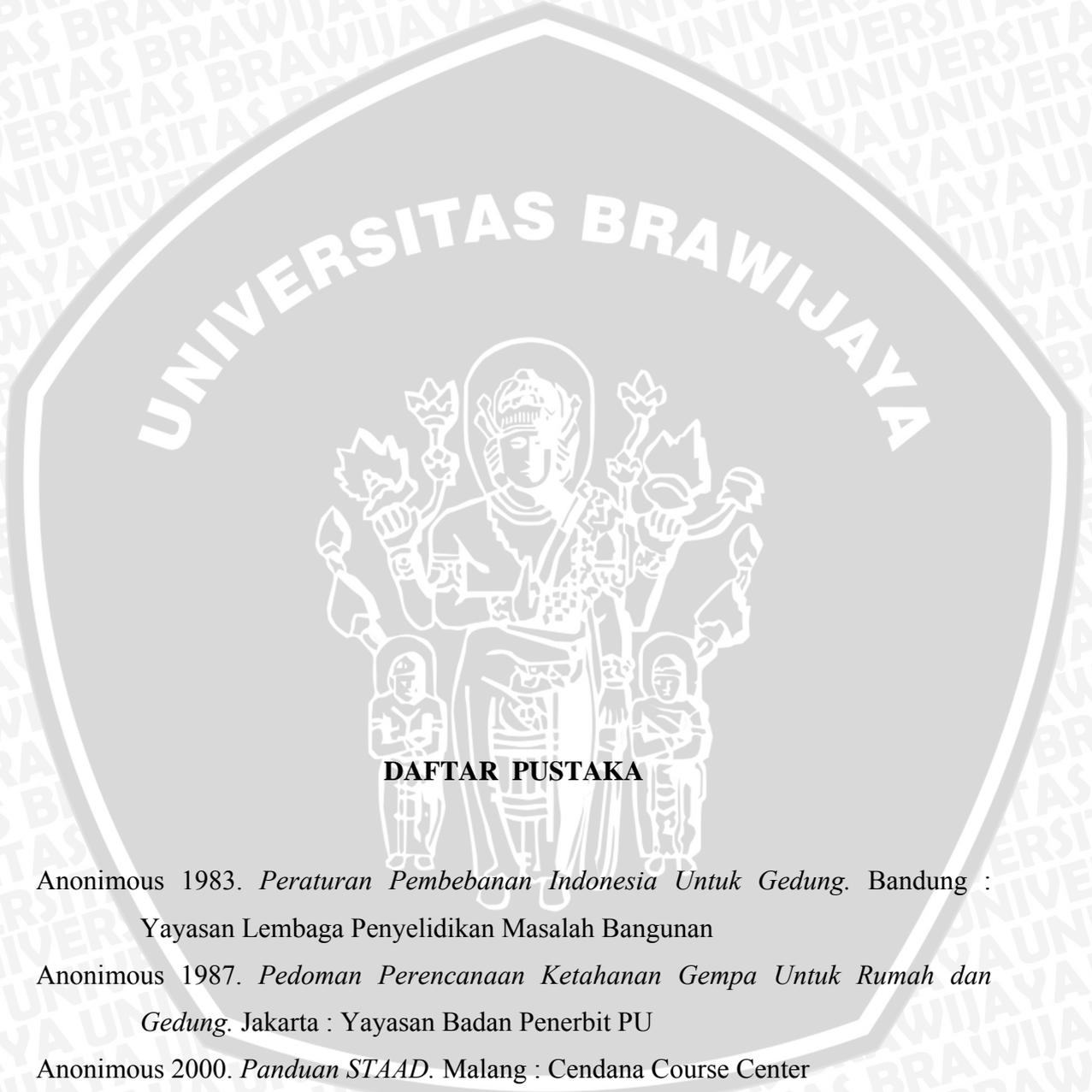
adanya variasi tata letak pengaku tersebut akan menghasilkan perpindahan yang berbeda-beda dalam menahan beban yang sama.

2. Variasi jumlah lantai pada portal menunjukkan pola perpindahan lateral yang semakin besar dari portal 2 lantai hingga portal 8 lantai. Hal ini sebanding dengan ketinggian portal yang semakin besar nilainya. Namun, penggunaan pengaku (*bracing*) ganda berbentuk “K” pada portal baja 2 lantai dirasa tidak efektif dan belum perlu karena perpindahan yang terjadi pada portal masih jauh lebih kecil dibandingkan kondisi batas ultimit. Pengaku ini akan lebih efektif dipasang pada portal baja dengan jumlah lantai lebih dari empat.
3. Tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk “K” yang paling efektif dalam menahan beban horisontal pada portal baja bertingkat adalah tata letak pengaku (*bracing*) ganda berbentuk “K” yang kedua pengakunya terletak di tengah-tengah bentang portal.

5.2. Saran

Pada kajian ini dilakukan pembatasan dengan pemakaian portal dua, empat, enam dan delapan lantai. Untuk dapat memberikan hasil yang lebih akurat, maka jumlah lantai dapat ditambah. Analisis ini juga dibatasi pada analisis struktur baja tanpa memperhitungkan kemungkinan komposit antara baja dengan beton dalam menahan beban yang bekerja pada struktur, dimana dengan adanya analisis komposit dapat membuat profil yang dipilih menjadi lebih ekonomis.

Dalam analisis ini juga dilakukan penyederhanaan-penyederhanaan dengan tujuan untuk mempermudah dalam melakukan analisis. Diantaranya adalah mengkondisikan struktur sebagai sistem dua dimensi. Namun pada kenyataannya struktur bangunan merupakan sistem tiga dimensi dengan kondisi struktur menahan beban yang bekerja dari segala arah. Diharapkan analisis ini dapat menjembatani analisis lain dengan menggunakan sistem tiga dimensi yang lebih mendekati pada kenyataan di lapangan sehingga hasil yang didapat memiliki tingkat validitas yang lebih tinggi.



UNIVERSITAS BRAWIJAYA

DAFTAR PUSTAKA

- Anonymous 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan
- Anonymous 1987. *Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU
- Anonymous 2000. *Panduan STAAD*. Malang : Cendana Course Center
- Anonymous 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002*. Bandung : Badan Standarisasi Nasional
- Anonymous 2002. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1729-2002*. Jakarta : Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah

- Alkaff M. Firdaus. 2005. *STAAD 2004 untuk Orang Awam*. Palembang : Maxikom
- Alkaff M. Firdaus. 2006. *STAAD 2004 untuk Tingkat Menengah*. Palembang : Maxikom
- Desai, C S. 1996. *Dasar-Dasar Metode Elemen Hingga*. Jakarta : Erlangga.
- Istimawan Dipohusodo. 2001. *Analisis Struktur*. Jakarta : Gramedia Pustaka Utama
- Kazimi, S M A.& Jindal, R S. 1981. *Design of Steel Structures*. New Delhi : Prentice Hall of India
- MacGinley, T,J. 1989. *Steel Structures Practical Design Studies*. London and New York : E. & F. Spon
- McCormac, J C & Nelson, Jr J K. 2003. *Structural Steel Design : LRFD Method*. Washington, D.C. : Pearson Education International
- Salmon & Johnson. 1990. *Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid 1*. Jakarta : Erlangga
- Salmon & Johnson. 1991. *Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid 2*. Jakarta : Erlangga
- Salmon & Johnson. 1992. *Struktur Baja Desain dan Perilaku 1 dengan Penekanan pada Load and Resistance Factor Design*. Jakarta : Gramedia Pustaka Utama
- Schueller, Wolfgang. 1991. *The Design of Building Structures*. New Jersey : Prentice Hall
- Sigit Suyantono, 2005. *Pengaruh Tata Letak Pengaku (Bracing) Berbentuk "X" Ganda terhadap Perpindahan Lateral Portal Baja Bidang Bertingkat*. Malang : Skripsi Fakultas Teknik Universitas Brawijaya
- Smith, J C. 1996. *Structural Steel Design LRFD Approach*. New York : John Wiley & Sons Inc
- Sosrowinarso & Ananta Sofwan. 1989. *Rangka Batang Baja Ruang dan Sistem Bracing pada Bangunan Tinggi*. Bandung : Jurusan Teknik Sipil ITB
- Spiegel, L & Limbrunner G F. 1991. *Desain Baja Struktural Terapan*. Bandung : PT. Eresco

DAFTAR PUSTAKA

- Anonimous 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan
- Anonimous 1987. *Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU
- Anonimous 2000. *Panduan STAAD*. Malang : Cendana Course Center
- Anonimous 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002*. Bandung : Badan Standarisasi Nasional
- Anonimous 2002. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 1729-2002*. Jakarta : Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah
- Alkaff M. Firdaus. 2005. *STAAD 2004 untuk Orang Awam*. Palembang : Maxikom
- Alkaff M. Firdaus. 2006. *STAAD 2004 untuk Tingkat Menengah*. Palembang : Maxikom
- Desai, C S. 1996. *Dasar-Dasar Metode Elemen Hingga*. Jakarta : Erlangga.
- Istimawan Dipohusodo. 2001. *Analisis Struktur*. Jakarta : Gramedia Pustaka Utama
- Kazimi, S M A.& Jindal, R S. 1981. *Design of Steel Structures*. New Delhi : Prentice Hall of India
- MacGinley, T,J. 1989. *Steel Structures Practical Design Studies*. London and New York : E. & F. Spon
- McCormac, J C & Nelson, Jr J K. 2003. *Structural Steel Design : LRFD Method*. Washington, D.C. : Pearson Education International
- Salmon & Johnson. 1990. *Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid 1*. Jakarta : Erlangga
- Salmon & Johnson. 1991. *Struktur Baja Desain dan Perilaku Jilid 2*. Jakarta : Erlangga
- Salmon & Johnson. 1992. *Struktur Baja Desain dan Perilaku 1 dengan Penekanan pada Load and Resistance Factor Design*. Jakarta : Gramedia Pustaka Utama
- Schueller, Wolfgang. 1991. *The Design of Building Structures*. New Jersey : Prentice Hall

Sigit Suyantono, 2005. *Pengaruh Tata Letak Pengaku (Bracing) Berbentuk "X" Ganda terhadap Perpindahan Lateral Portal Baja Bidang Bertingkat*. Malang : Skripsi Fakultas Teknik Universitas Brawijaya

Smith, J C. 1996. *Structural Steel Design LRFD Approach*. New York : John Wiley & Sons Inc

Sosrowinarso & Ananta Sofwan. 1989. *Rangka Batang Baja Ruang dan Sistem Bracing pada Bangunan Tinggi*. Bandung : Jurusan Teknik Sipil ITB

Spiegel, L & Limbrunner G F. 1991. *Desain Baja Struktural Terapan*. Bandung : PT. Eresco

